



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e
Ambientale - DICEA

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile

Stefano Lillini

Materiali e comportamento geotecnico degli argini
del costruendo bacino di espansione sul fiume
Timonchio in località Caldogno (VI)

A.A. 2014-2015

Relatore: Prof. Ing. Simonetta Cola

INDICE

<u>1.</u>	<u>INTRODUZIONE</u>	<u>1</u>
<u>2.</u>	<u>INQUADRAMENTO DELL'OPERA</u>	<u>3</u>
2.1.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
2.2.	OBIETTIVI DELL'INTERVENTO	4
2.3.	INQUADRAMENTO DELL'AREA DI INTERVENTO	4
2.4.	DESCRIZIONE DEL TIPO DI OPERA	5
2.4.1.	DESCRIZIONE GENERALE	5
2.4.2.	CASSA DI ESPANSIONE DI CALDOGNO (VI)	6
2.4.3.	ARGINI	7
2.4.4.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
2.5.	INQUADRAMENTO IDRAULICO E IDROLOGICO	10
2.5.1.	DATI DEL MODELLO	10
2.5.2.	RISULTATI	12
2.6.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO	13
2.6.1.	ANALISI GEOLOGICA	13
2.6.2.	ANALISI GEOTECNICA	13
<u>3.</u>	<u>CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI</u>	<u>17</u>
3.1.	MISURE DI PROGETTO	17
3.1.1.	NUCLEO D'ARGILLA	17
3.1.2.	MATERIALE DI RIEMPIMENTO	18
3.1.3.	MATERASSO IMPERMEABILE	21
3.1.4.	MODALITÀ DI POSA IN OPERA	22
3.2.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE RILEVATE IN CANTIERE	24

4.	<u>PROVE E PROCEDURE DI PROVA IN LABORATORIO</u>	25
4.1.	CARATTERIZZAZIONE FISICA	25
4.1.1.	DETERMINAZIONE DEL PESO SPECIFICO DELLE TERRE	26
4.1.2.	DETERMINAZIONE DELLA CURVA GRANULOMETRICA	28
4.1.3.	DETERMINAZIONE DEGLI INDICI DI ATTERBERG	32
4.1.4.	DETERMINAZIONE DELLE CURVE DI COMPATTAZIONE	37
4.2.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA	43
4.2.1.	PROVA TXCU	43
4.2.2.	PERMEABILITÀ	56
4.3.	CONCLUSIONI	58
5.	<u>MODELLAZIONE</u>	59
5.1.	INTRODUZIONE A GEOSLOPE 7	59
5.1.1.	TEORIA DELL'EQUILIBRIO LIMITE	59
5.1.2.	TEORIA DELLA FILTRAZIONE	60
5.1.3.	SPIEGAZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO	61
5.2.	MODELLI	66
5.2.1.	ARGINE A-A	67
5.2.2.	ARGINE F-F	76
5.2.3.	ARGINE B-B	82
5.3.	CONCLUSIONI SUI MODELLI	87
6.	<u>INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO</u>	89
6.1.	MODIFICAZIONE GEOMETRICA DEL PROGETTO	89
6.1.1.	SOLUZIONE 1: TAGLIO DELLA BANCA LATO-CAMPAGNA	89
6.1.2.	SOLUZIONE 2: AUMENTO DELLA PENDENZA DEL PARAMENTO LATO-CAMPAGNA E AGGIUNTA DI SETTO FILTRANTE AL PIEDE	92
6.1.3.	STUDIO DI MODIFICAZIONE GEOMETRICA DELL'ARGINE F-F	96
6.1.4.	CONCLUSIONI MODIFICA GEOMETRICA	99
6.2.	MODIFICAZIONE DEL TERRENO CON CALCE	100
6.2.1.	FUNZIONAMENTO DELLA STABILIZZAZIONE A CALCE	100
6.2.2.	DETERMINAZIONE DEL QUANTITATIVO INIZIALE DI CALCE	101

6.2.3.	DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI COMPATTAZIONE CON MATERIALE MODIFICATO A CALCE	102
6.2.4.	PROVA TxCU PER TERRENO MODIFICATO A CALCE	104
6.2.5.	DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITÀ DELL'ARGILLA LIMOSA MODIFICATA A CALCE	105
6.2.6.	VERIFICHE	106
6.2.7.	CONCLUSIONI SULL'UTILIZZO DELLA CALCE	108
7.	CONCLUSIONI	109
	BILBIOGRAFIA	111

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni si è fatta molta attenzione ai problemi di dissesto idro-geologico che hanno causato numerose criticità su tutto il territorio italiano: questo è sicuramente dovuto a dei cambiamenti climatici che stanno avvenendo in questo periodo storico, presentando dei fenomeni di precipitazione molto intensi e prolungati; l'innalzamento della falda e dei livelli idrici dei fiumi e torrenti alimentati dalle piogge, mettono in evidenza sempre più spesso delle carenze territoriali e strutturali nel far fronte ad eventi di emergenza.

Ne sono due esempi, gli eventi che hanno causato numerosi allagamenti e dissesti nel territorio della provincia di Vicenza, lungo il fiume Bacchiglione e i suoi affluenti, nell'Aprile del 2009 e nel Novembre del 2010, mostrando delle criticità nel controllo e gestione di onde di piena maggiori rispetto a quelle studiate con modelli idrologici derivati da dati e rilevamenti risalenti evidentemente ad un periodo meteorologico diverso rispetto all'attuale.

Per sopperire a queste problematiche, sono stati ipotizzati degli interventi che permettano la regolazione dei volumi eccedenti, evitando di causare ulteriori danni e pericoli per la popolazione: la cassa di espansione lungo l'affluente Timonchio, in costruzione nel territorio comunale di Caldogno, è uno di questi interventi.

L'attuale documento si pone l'obiettivo di studiare parte degli elementi che formano l'opera completa: ovvero gli argini in terra che andranno a delimitare il volume di invaso; vengono svolte delle analisi sia di grandezze e caratteristiche del progetto originale, sia possibili sviluppi e miglioramenti atti ad aumentare l'efficienza dei corpi in terra mantenendo un grado di sicurezza adeguato.

La tesi è suddivisa in 5 capitoli, ciascuno dei quali affronta e spiega parte dello studio: nel **Capitolo 2**, che segue l'attuale introduzione, viene presentata una visione generale del sito in cui il cantiere è stato stabilito; vengono presentate le conclusioni su studi riguardanti la geografia, il clima, eventi idrologici rilevanti, indagini geotecniche e caratteristiche funzionali dell'opera; nel **Capitolo 3** si analizzano i materiali da capitolato d'appalto: quindi tutte le caratteristiche necessarie all'accettazione dei terreni per la costruzione degli argini e le analisi svolte sia in laboratorio che in sito per verificarne la validità; nel **Capitolo 4** vengono illustrate le procedure di prova sviluppate per l'esecuzione della parte sperimentale della presente tesi; vengono descritte le modalità di prova e le procedure necessarie per riprodurre le caratterizzazioni fisiche e meccaniche dei terreni studiati; i dati così ottenuti sono stati inseriti nei modelli costruiti grazie al programma *GeoSlope 7*, in grado di simulare condizioni di sollecitazione simili alle condizioni reali e dare delle indicazioni

quantitative sul grado di sicurezza e sul funzionamento effettivo dei corpi arginali: questi risultati sono stati inseriti nel **Capitolo 5**;

infine, il **Capitolo 6** affronta delle ipotesi di miglioramento del progetto per far fronte ad un aumento di efficienza, una possibile riduzione di costi ed interventi indirizzati a risolvere possibili punti critici riscontrati durante l'analisi.

La tesi si conclude con l'illustrazione dei principali risultati ottenuti nei confronti degli obiettivi a cui la stessa ha cercato di rispondere proponendo futuri approfondimenti sulla fattibilità delle soluzioni proposte.

2. INQUADRAMENTO DELL'OPERA

In questo capitolo viene descritta l'opera generale in fase di costruzione: a partire dalle indicazioni geografiche, le finalità perseguite, le indagini preliminari, sia geologiche che idrauliche, necessarie per il dimensionamento progettuale e la previsionalità del risultato. Vengono anche fatti dei cenni generali sul funzionamento dell'opera in toto e sulle indicazioni di normativa. Le analisi riportate sono tratte direttamente dalle relazioni tecniche presentate nel progetto originale depositato in regione.

2.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento è situato nel sistema idrografico del *torrente Timonchio*, uno dei principali affluenti del *fiume Bacchiglione*. La sezione dove è stato deciso di porre la derivazione della cassa di espansione in analisi presenta caratteristiche tipicamente montane, di carattere torrentizio, con risposta tempestiva agli eventi meteorologici. La parte montana del bacino, costituita prevalentemente da un substrato di rocce compatte ed impermeabili e l'elevata piovosità della zona, dove si registrano precipitazioni anche 2-3 volte superiori rispetto alle sezioni pedemontana e pianeggiante, producono eventi di piena particolarmente intensi.

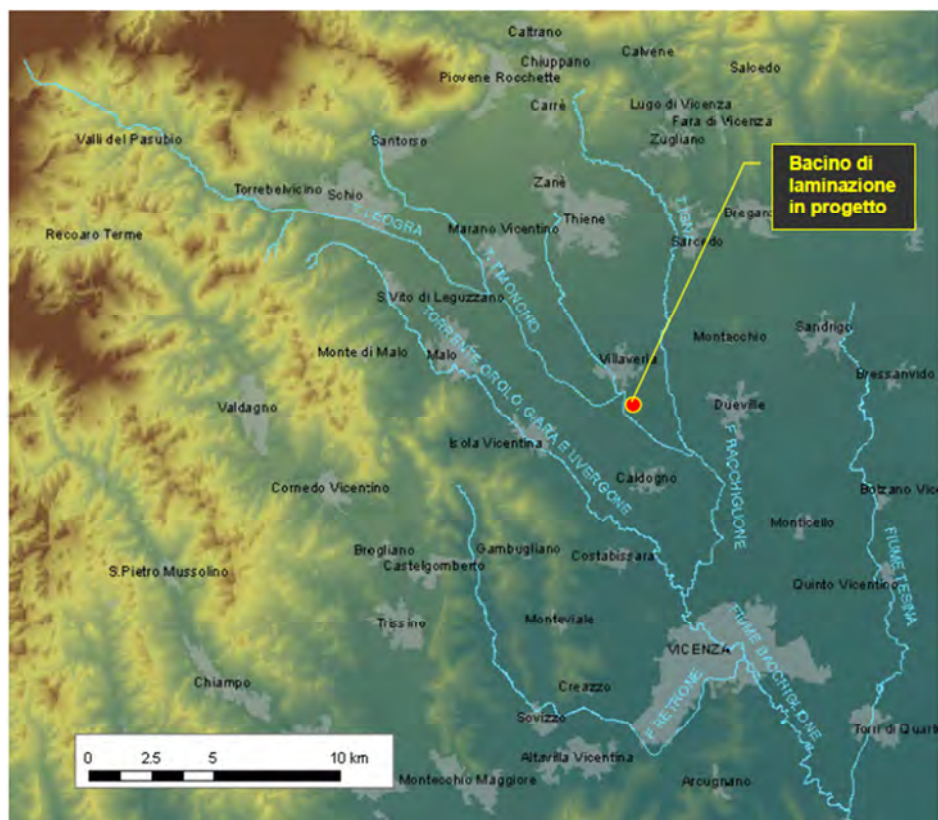


Figura 2-1 Inquadramento dell'area di indagine (da "Relazione Generale" del progetto definitivo [1])

2.2. OBIETTIVI DELL'INTERVENTO

Gli obiettivi principali dell'intervento sono quelli di garantire il superamento di insufficienze e criticità lungo l'asta del fiume Bacchiglione in occasione di eventi meteorici significativi, caratterizzati da tempi di ritorno superiori o uguali ai 100 anni; i valori caratterizzanti questi eventi sono stati ricavati tramite osservazioni storiche e analisi probabilistiche delle registrazioni svolte per il caso in esame.

La soluzione scelta è quella di creare degli invasi nel tratto del fiume Bacchiglione a monte della città di Vicenza, in modo da garantire il passaggio di una portata massima nelle sezioni "cittadine" dell'alveo di $300 \text{ m}^3/\text{s}$; stabilita questa soglia, i volumi di piena da trattare si aggirano intorno ai 9 milioni di m^3 a monte del centro cittadino. Va comunque precisato che l'opera presa in considerazione non è sufficiente al raggiungimento di tale traguardo (invaso di circa 2 milioni di m^3) e dovrà quindi essere affiancata da altri interventi in altre sezioni del bacino stesso

2.3. INQUADRAMENTO DELL'AREA DI INTERVENTO

L'area in cui è prevista la realizzazione della cassa di espansione è ubicata nella parte settentrionale del territorio comunale di *Caldogno*, al confine con quello di *Villaverla*, all'interno del territorio provinciale di *Vicenza* (figura 2-2)

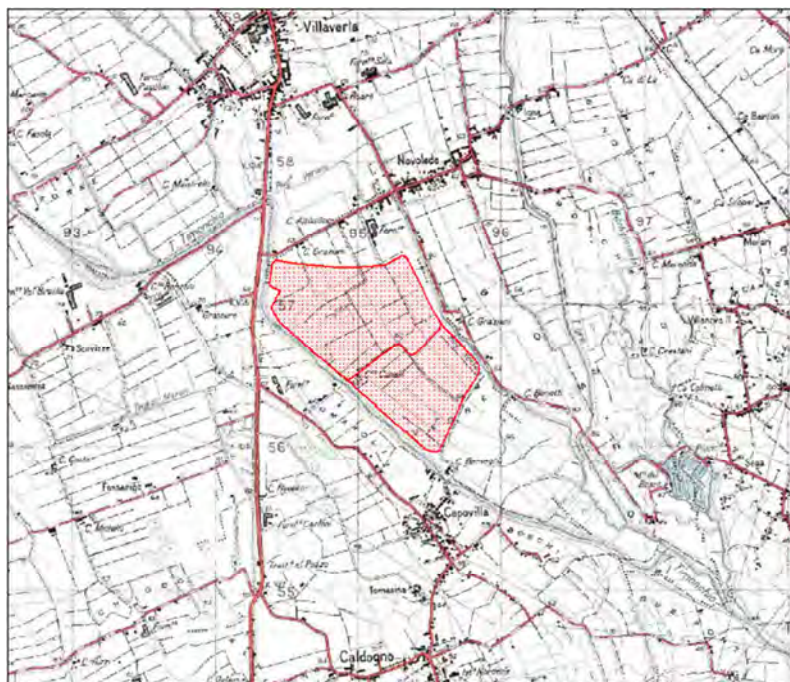


Figura 2-2 Inquadramento dell'area di intervento (da "Relazione Generale" del progetto definitivo [1])

La zona è formata da depositi alluvionali dei fiumi e corsi d'acqua che sfociano in pianura delle valli prealpine; il sottosuolo è formato da uno strato argilloso di circa 6 m, non continuo su tutta l'area, e da strati sottostanti di materiale incoerente grossolano.

La soggiacenza della falda freatica è variabile sia in base alla zona, sia in base al periodo dell'anno e alle precipitazioni: può variare da -10 m rispetto al piano campagna fino addirittura ad affiorare.

2.4. DESCRIZIONE DEL TIPO DI OPERA

In questa sezione viene spiegato in forma generale il funzionamento di una cassa di espansione e le sue parti, concentrandosi sugli elementi in terra, vero soggetto di questo studio. Vengono anche presentate degli estremi normativi che sono stati presi come linee guida per il dimensionamento e la verifica degli argini in terra.

2.4.1. Descrizione generale

Una cassa di espansione è uno strumento utilizzato nella parte medio – bassa del bacino per il controllo delle piene; lo scopo principale è quello di creare una capacità in grado di modificare, ritenendone una parte, i deflussi di piena da avviare verso valle.

Le casse di espansione, a differenza dei serbatoi di piena (caratteristici dei tratti alti del bacino) sono caratterizzate da altezze di invaso contenute (5-6 m) e, di conseguenza, da superfici di allagamento molto vaste. Il fenomeno della laminazione delle onde di piena è regolato dalle più classiche equazioni di serbatoio, affiancate da equazioni che descrivono il processo di filtrazione nei terreni costituenti il volume di invaso.

E' necessario che l'area interessata non ospiti insediamenti di sorta o importanti, che il valore dei terreni sia basso e che non vi siano presenti colture di qualche pregio.

La tipologia di cassa di espansione scelta è quella in *derivazione*: localizzata al di fuori dell'ambito fluviale; necessita di un'opera di sostegno per la derivazione, con adeguate opere d'imbocco: spesso è una struttura fissa, che deriva la portata una volta raggiunto un livello idrometrico critico nel corso d'acqua.

Il volume di invaso è spesso ottenuto con più vasche in serie, il cui numero è in funzione del volume da contenere, che consentono di utilizzare le superfici anche per le coltivazioni. L'impianto è poi completato con il manufatto di restituzione all'alveo, costituito o da una soglia fissa con restringimento in modo da consentire il passaggio dell'acqua in stato critico, o con paratoie.

Tra una vasca e l'altra si hanno luci di fondo e soglie sfioranti che consentono il completo vuotamento di ciascun volume per la preparazione alle successive onde di piena e per la manutenzione (ad esempio la rimozione dei materiali depositati dall'acqua invasata).

2.4.2. Cassa di espansione di Caldogno (VI)

Il lavoro oggetto di progettazione è caratterizzato da 2 vasche di accumulo che si riempiono in serie, separate da un argine fornito di un manufatto di collegamento e da uno sfioratore di troppo pieno che agevola il passaggio dell'acqua nel secondo bacino fino alla restituzione al fiume.

Il volume di invaso della cassa è stato definito nel progetto preliminare dell'intervento e poi affinato nell'ambito del predimensionamento condotto nel corso del progetto definitivo sulla base delle nuove conoscenze acquisite (tra cui il rilievo topografico di dettaglio dell'area), dei vincoli presenti e degli obiettivi da perseguire. In particolare l'area destinata ad ospitare l'invaso temporaneo per la laminazione delle piene del torrente Timonchio ha un'estensione complessiva di circa 115 ettari ed è capace di invasare un volume d'acqua pari a 3.8 milioni di m³ (alla massima regolazione).

A nord della cassa di espansione è posizionata un'opera di presa che convoglia la portata derivata dal fiume Timonchio all'interno della prima vasca di accumulo dalla quale, superata la quota di petto dell'opera di presa (63.40 m slm) vengono aperte le paratoie di collegamento con quella di valle.

Tale conformazione consente di utilizzare un'ampia superficie, con differenze di quota significative, contenendo l'altezza degli argini. A separare i due bacini (o settori della cassa) è disposto un argine dove sono inseriti un manufatto per lo sfioro di troppo pieno ed un manufatto per il trasferimento delle portate dal settore di monte a quello di valle. Un secondo manufatto di sfioro di troppo pieno è situato nella parte a sud della cassa di valle. Infine ciascun settore è dotato di scarico di fondo per restituire le acque invase al torrente Timonchio (Figura 2-3).

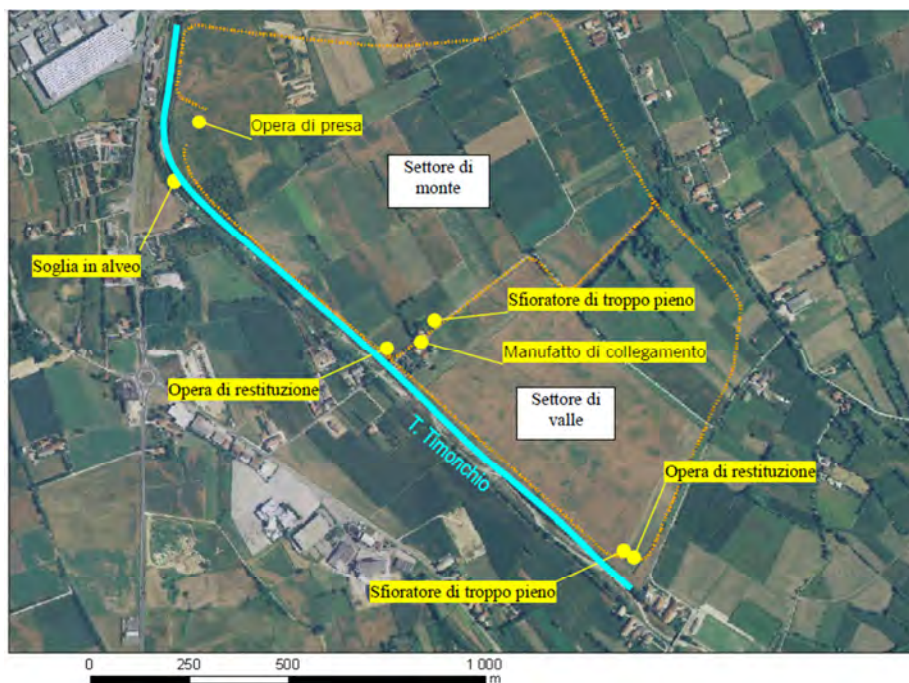


Figura 2-3: Ubicazione dei manufatti idraulici, opera di presa, scarichi di fondo, di trasferimento della portata dalla cassa di monte alla cassa di valle e di troppo pieno (da "Relazione Generale" del progetto definitivo [1])

2.4.3. Argini

Per delimitare le aree da assoggettare ad allagamento controllato durante le piene del torrente Timonchio sono previsti dei rilevati arginali in terra che perimetrano il bacino suddividendolo in due settori. Lo sviluppo complessivo delle arginature è di circa 5250 m.

La quota della sommità arginale è posta a 70 cm sopra la quota di massimo invaso e 1.50 m sopra la quota di massima regolazione per entrambe le casse, quindi a 65.50 m s.l.m. per la cassa di monte e a 62.40 m s.l.m. per la cassa di valle. Le altezze massime degli argini sul piano campagna sono pari a 7.50 m per la cassa di monte e di 6.20 m per la cassa di valle.

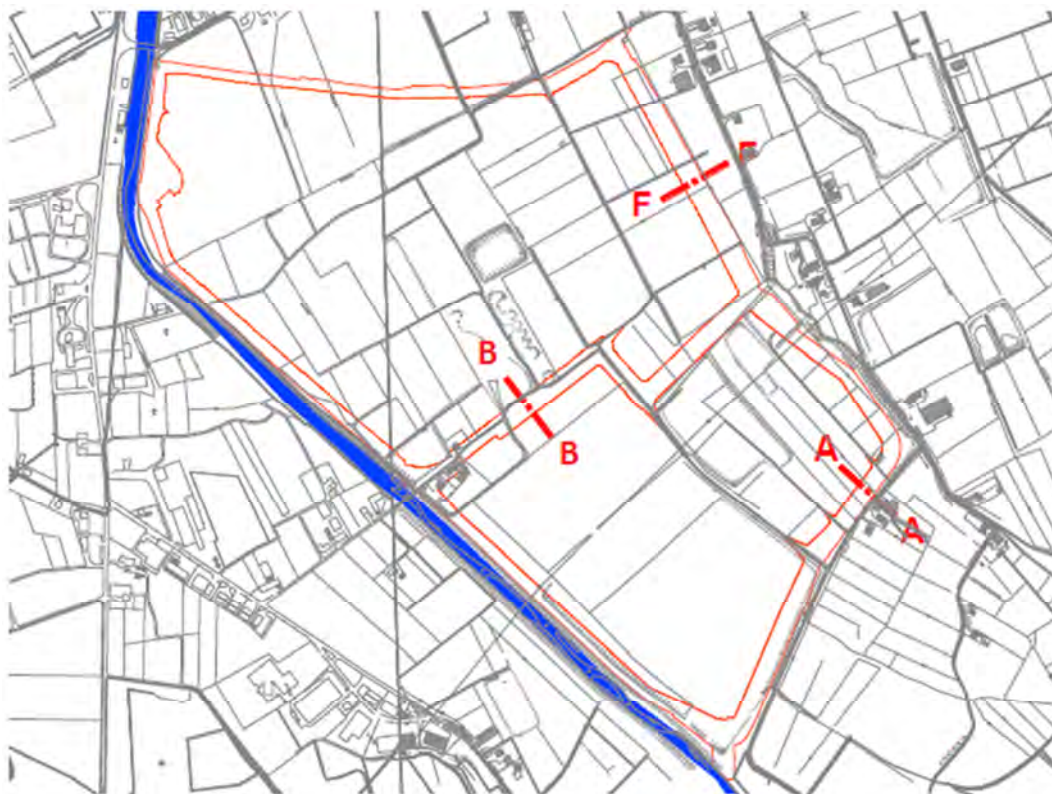


Figura 2-4: Ubicazione sezioni di verifica degli argini (da “Relazione Geotecnica” del progetto esecutivo [3])

La sezione arginale tipo, riportata in *Figura 2-5*, è caratterizzata da una larghezza della sommità di 4.00 m mentre le scarpate lato cassa hanno una pendenza 2:1, intervallate da banche larghe 4.00 m ogni 3 m di salto verticale. Le scarpate lato campagna hanno pendenza 3:1 per limitare l’impatto visivo mentre il raccordo lato fiume avviene con pendenza minima 2:1. Anche sul lato campagna sono state previste delle banche di larghezza 4 m ogni 5 m di salto verticale.

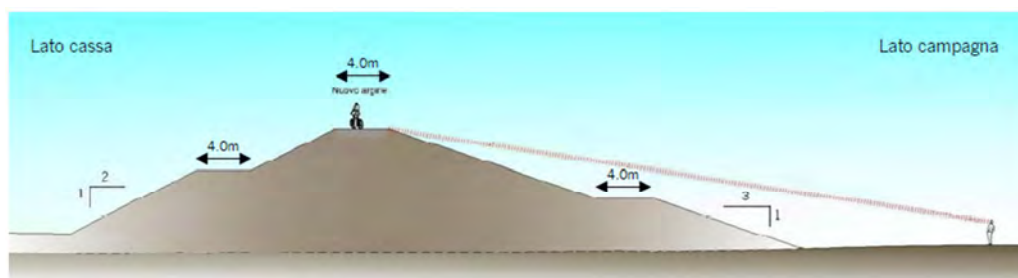


Figura 2-5: Sezione arginale tipo (da “Relazione Generale” del progetto definitivo [1])

Il progetto comprende anche la realizzazione di una fascia impermeabile, larga 200 m circa, a ridosso delle arginature sud ed est per evitare fenomeni di dispersione in falda dell’acqua invasata. Questa viene realizzata tramite la stesura, per strati successivi ben costipati e raccordati, di 50 cm di terreno argilloso a bassa permeabilità (in modo tale da garantire un coefficiente di permeabilità uguale o inferiore a $k=10^{-6}$ m/s).

La quota di posa dello strato impermeabile deve essere tale da garantire che non venga rimosso o danneggiato durante le operazioni di aratura e coltivazione dei fondi agricoli. Per questo motivo il ricoprimento dello strato impermeabilizzante è posto non inferiormente a 1 m, come rappresentato in *Figura 2-6*.

Il raccordo dello strato impermeabile all’argine avviene in corrispondenza del nucleo costituito dallo stesso materiale in modo da dare continuità allo strato impermeabile e garantire l’efficacia della barriera. Viene steso un geosintetico di rinforzo alla base dell’argine, con resistenza caratteristica di trazione di 180 kN/m almeno.

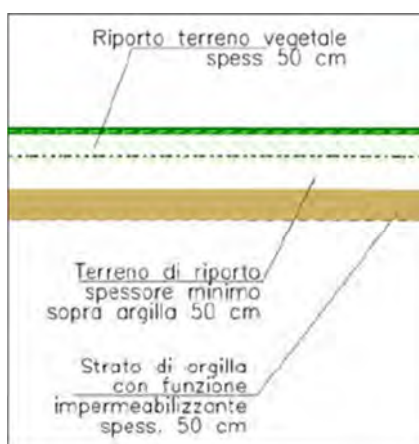


Figura 2-6: Sezione tipo di posa dello strato a permeabilità ridotta sotto il piano cassa (da “Relazione Generale” del progetto definitivo [1])

2.4.4. *Normativa di riferimento*

Nella definizione progettuale è stato fatto riferimento alla normativa tecnica attualmente vigente in Italia, inerente le opere strutturali che dovranno essere comunque osservate anche nelle successive fasi di progettazione, definitiva ed esecutiva:

- D.M. 14.01.2008 “Norme Tecniche sulle Costruzioni”
- L. 02.02.1974, n. 64 Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.
- L. 05.11.1971, n. 1086 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- OPCM 3274/2003 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

2.5. INQUADRAMENTO IDRAULICO E IDROLOGICO

Per il dimensionamento dell'opera è stato necessario tarare e verificare la funzionalità di un modello idrologico che approssimi bene gli eventi di piena che si possono verificare in base all'intensità e alla durata di precipitazioni; per fare ciò è stato necessario ottenere dati sia storici che di nuovo reperimento in modo da creare un'idrogramma sufficientemente coerente con gli eventi reali.

2.5.1. Dati del modello

L'analisi idraulica nello stato di fatto ha riguardato lo studio della propagazione degli eventi di piena per il tratto di fiume Timonchio – Bacchiglione tra Villaverla e Vicenza, comprese le aree adiacenti potenzialmente allagabili, con lo scopo di studiare le sezioni con potenziale pericolosità per gli eventi più sollecitanti. In particolare sono stati analizzati alcuni recenti eventi di piena per tarare e validare il modello, con particolare riferimento agli eventi dell'aprile del 2009 e del novembre del 2010.

I dati utilizzati nel modello sono:

- Dati topografici: rilievi piano – altimetrici delle aree del bacino potenzialmente allagabili e dati presenti nella Carta Tecnica Regionale (C.T.R.) vittoriale del Veneto (figura 2-7);

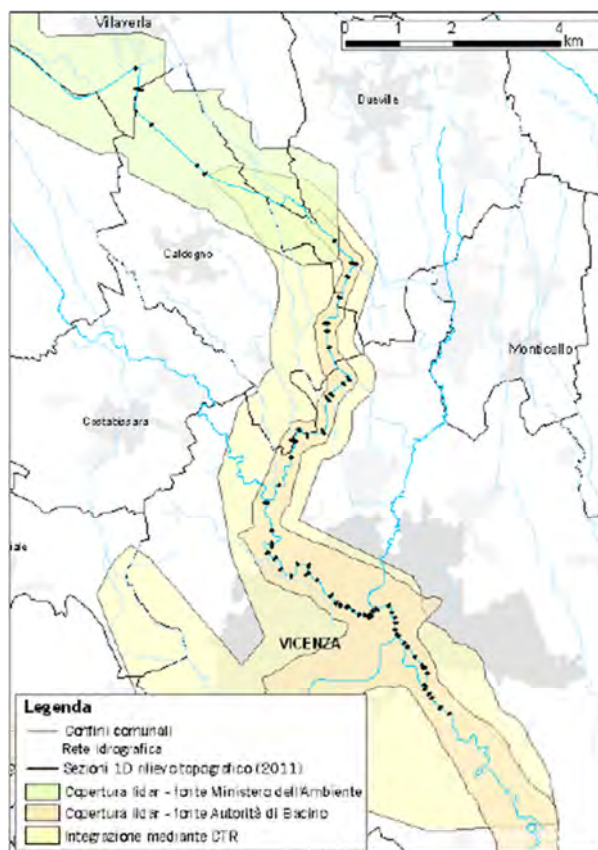


Figura 2-7: Dati topografici utilizzati: sezioni topografiche rilevate, rilievi laser altimetrici reperiti, integrazione effettuata mediante C.T.R. (da "Relazione Idrologica e Idraulica" del progetto esecutivo [2])

- Dati di portata: gli idrogrammi di portata utilizzati per la taratura e validazione del modello sono proprio quelli degli eventi del 2009 e 2010; sono stati ricavati tramite l'analisi idrologica nelle sezioni Timonchio a Villaverla (in ingresso) e nelle sezioni dei torrenti Igna, Orolo e Retrone (sezione di chiusura);
- Dati sull'esondazione del 2010, in modo da verificare le zone allagate in seguito all'evento (figura 2-8).

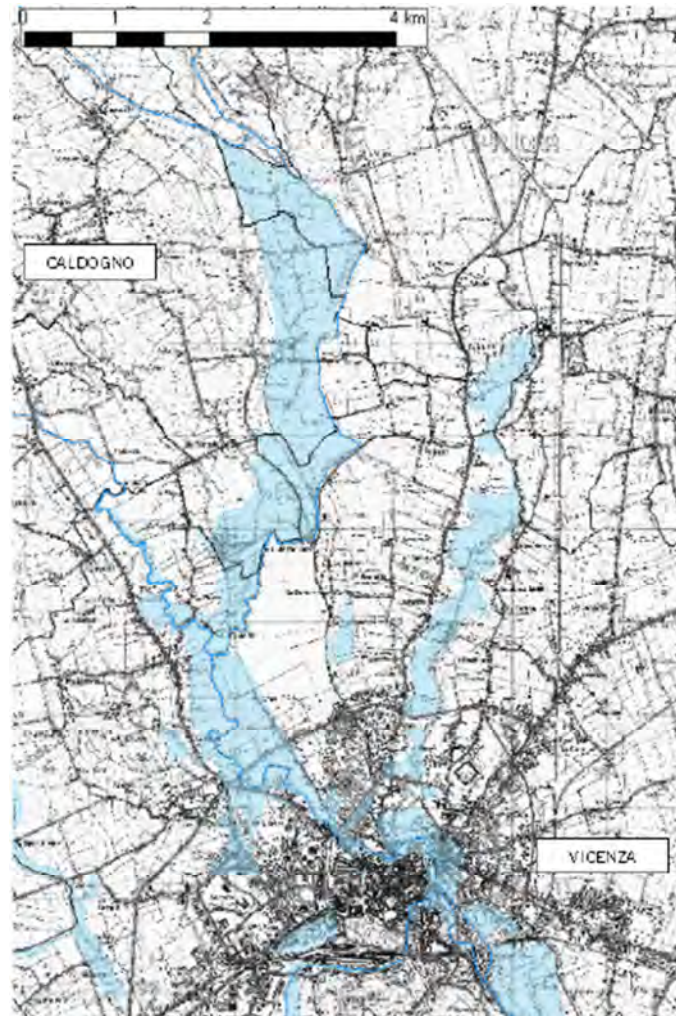


Figura 2-8: Mappa delle aree allagate in occasione dell'evento di piena di novembre 2010, ricostruita in base alle informazioni reperite presso i Comuni di Caldoggno e di Vicenza (da "Relazione idrologica e idraulica" del progetto esecutivo [2])

- Dati registrati tramite strumentazione: per carenza di dati sono stati installati degli idrometri e dei sensori in modo da reperire ulteriori informazioni durante un periodo di osservazioni nella fase di studio preliminare del progetto.

2.5.2. Risultati

Il modello così ottenuto ha fornito un idrogramma di piena del fiume Bacchiglione (figura 2-9), che permette di rilevare dei dati sintetici, utili per lo studio svolto in questa tesi, come la durata dell'onda di piena massima e, di conseguenza, il tempo di permanenza del massimo invaso all'interno della cassa di espansione in analisi.

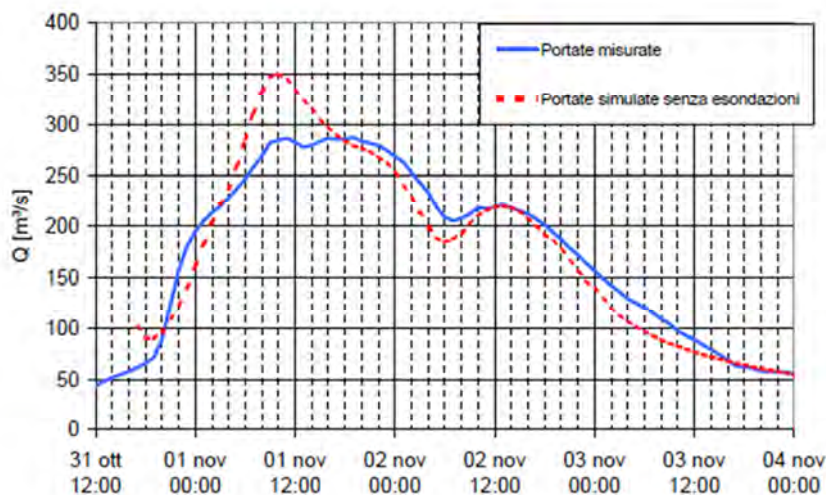


Figura 2-9: Portate misurate e simulate sul Bacchiglione a Vicenza nell'evento di piena del 2010 (da "Relazione idrologica e idraulica" del progetto esecutivo [2])

Sono state studiate anche le relative onde di piena degli eventi del 2009 e del 2010 per avere dati importanti su eventi recenti che hanno mandato gravemente in crisi il bacino in analisi, in modo da avere dei riscontri di un recente passato sulle grandezze che entrano in gioco (figure 2-10 e 2-11); viene fatto notare che, per quanto riguarda l'evento dell'aprile 2009, il grafico riporta le altezze idrometriche in ordinata e non le portate, poichè l'evento, essendo stato contenuto interamente in alveo, è risultato ottimale come evento di taratura del modello, visto la completezza di dati misurati durante il fenomeno stesso.

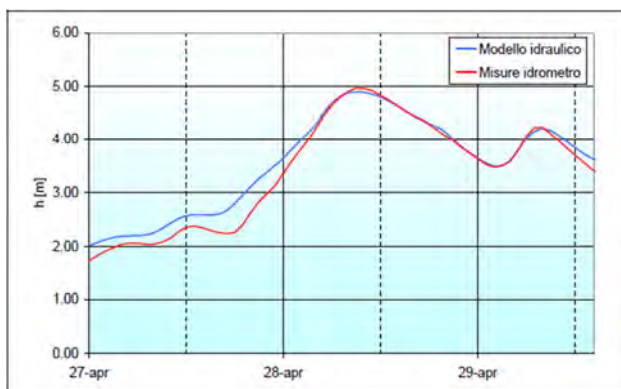


Figura 2-11: Evento di piena dell'aprile 2009: sono riportate le altezze idrometriche (nella sezione "Ponte degli Angeli") simulate del modello idraulico (in blu) e misurate dall'idrometro (in rosso) (da "Relazione idrologica e idraulica" del progetto esecutivo [2])

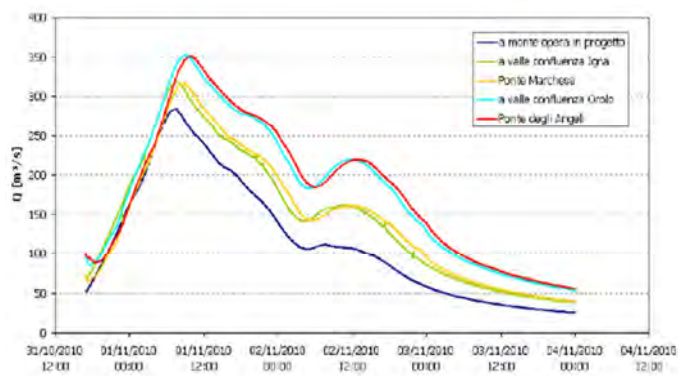


Figura 2-10: Portate calcolate con modello monodimensionale in corrispondenza di diverse sezioni d'alveo (da "Relazione idrologica e idraulica" del progetto esecutivo [2])

In definitiva, il fenomeno di massima piena che viene analizzato, ha una durata di circa 72 ore: tempo preso come riferimento di per la permanenza del massimo invaso all'interno della cassa di laminazione, con una portata massima che non supera i 360 m³/s.

2.6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO

In questa sezione analizzeremo le caratteristiche fisiche della situazione stratigrafica del terreno presente prima dell'intervento: questo ci permette di avere un'idea sul comportamento del sito, sia dal punto di vista “meccanico” che da quello idraulico; naturalmente, a queste osservazioni verranno affiancati dei rilevamenti e delle misurazioni geotecniche più specifiche (riportate nel capitolo 3 e 4).

2.6.1. Analisi Geologica

L'area in oggetto è naturalmente influenzata dalla presenza del *torrente Timonchio* e del *fiume Bacchiglione* che ne hanno caratterizzato nel tempo la natura dei terreni attuali. Questi sono costituiti, dal punto di vista granulometrico, da formazioni molto eterogenee, che vanno da stratificazioni alluvionali più antiche principalmente ghiaiose, a quelle più recenti di natura più sabbiosa e argillosa.

2.6.2. Analisi Geotecnica

Tra marzo e maggio del 2011 sono stati effettuati dei sondaggi sia con carotaggi, sia con “*prove penetrometriche dinamiche standard*” (*S.P.T., Standard Penetration Test*), in modo da conoscere le caratteristiche dei terreni naturali presenti, grazie anche all'affiancamento di caratterizzazioni e classificazioni in laboratorio.

La ricostruzione straticografica conferma quanto indicato dall'inquadramento geologico: al di sotto della copertura vegetale, vengono rinvenuti strati di materiale limoso – argilloso o limoso – sabbioso per non più di circa 6 m, al di sotto dei quali sono presenti strati di materiale prevalentemente ghiaioso (*figure 2-12, 2-13, 2-14*).

Tramite l'utilizzazione di piezometri, inoltre, è stata rilevata ad una profondità minore di 5 m dal piano campagna.

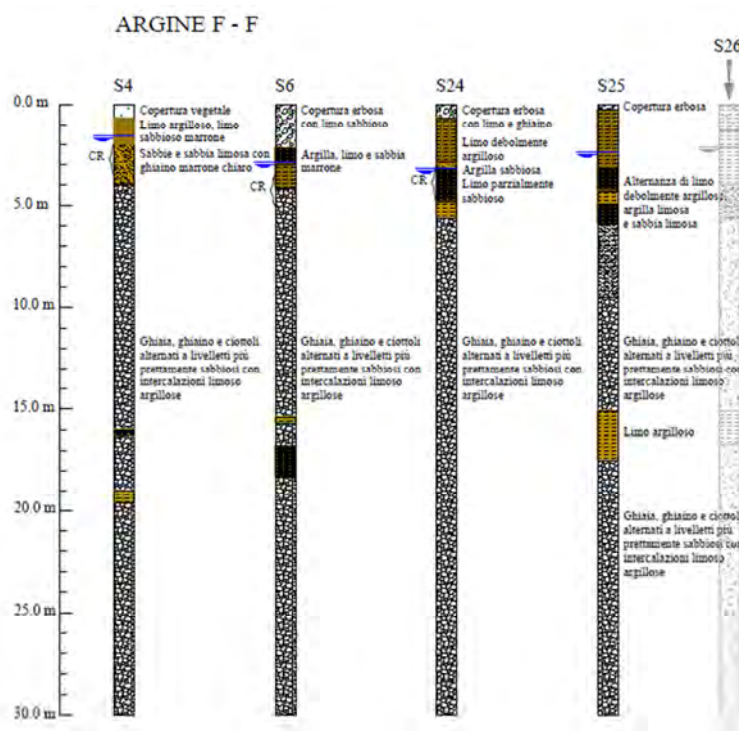


Figura 2-12: Colonne stratigrafiche nella zona dell'argine di tipo F - F (da "Relazione geotecnica" del progetto esecutivo [3])

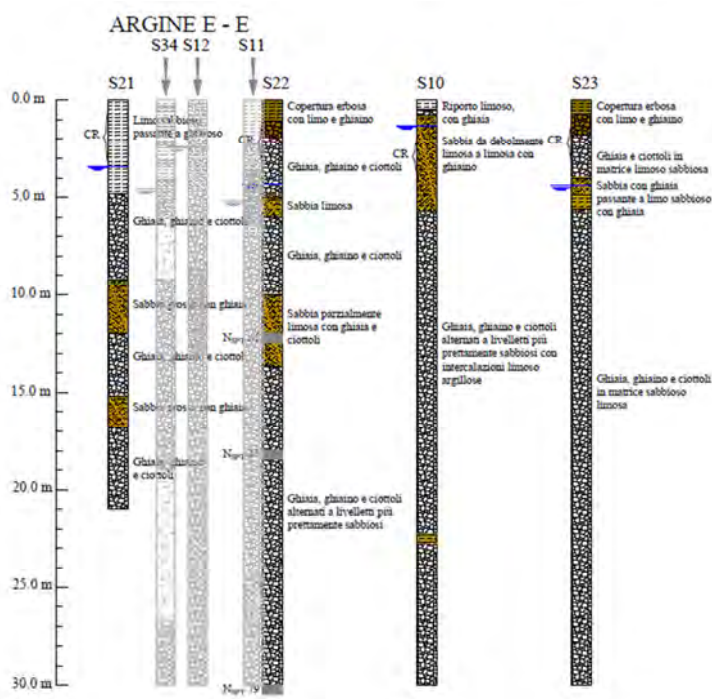


Figura 2-13: Colonne stratigrafiche nella zona dell'argine di tipo E - E (da "Relazione Geotecnica" del progetto esecutivo [3])

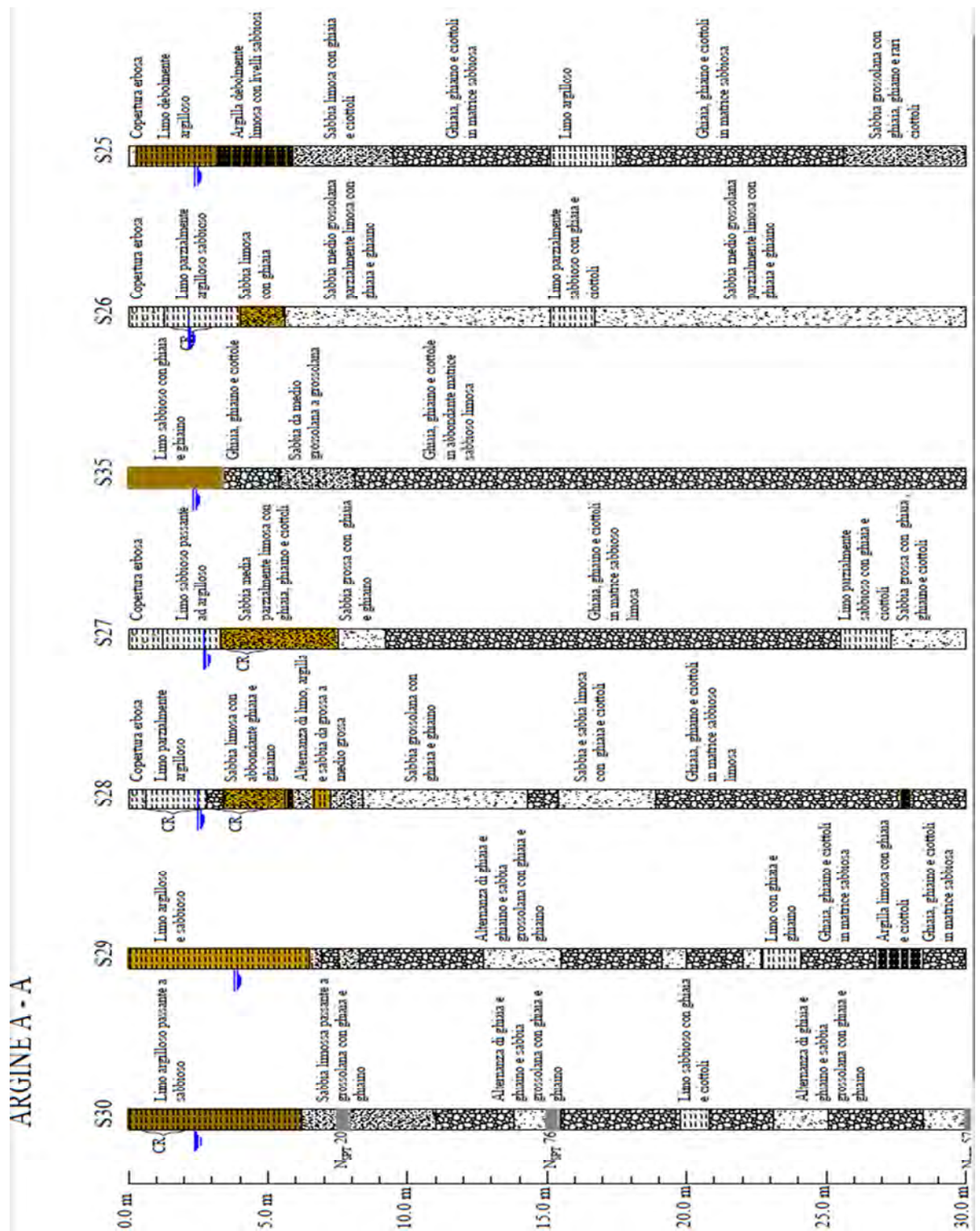


Figura 2-14: Colonne stratigrafiche nella zona dell'argine di tipo A – A (da “Relazione Geotecnica” del progetto esecutivo [3])

Data la natura sufficientemente coerente della stratificazione per quasi tutta l'area studiata, nella modellazione con il programma di calcolo, è stata schematizzata una stratificazione univoca, in modo da rendere l'operazione di schematizzazione più semplice; per garantire la sicurezza anche idraulica è stato pensato di inserire uno spessore minimo di materiale ghiaioso (1 m circa) per simulare una diminuzione del percorso di filtrazione al di sotto dell'argine.

Nel capitolo 4 verranno comunque spiegate e giustificate meglio le scelte ritenute idonee per ottenere un risultato sufficientemente realistico e a favore di sicurezza.

3. CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI

In questo capitolo vengono riportate le analisi e i risultati delle prove geotecniche svolte sia in situ, che in laboratorio, in modo da ricavare le grandezze necessarie a caratterizzare i materiali costituenti i corpi arginali ed il terreno naturale. Le fasi di studio saranno principalmente 3:

- *Grandezze di progetto*: necessarie per il dimensionamento e le verifiche per il progetto preliminare;
- *Grandezze di cantiere*: rilevamenti tramite misurazioni in situ per assicurare l'ottimale esecuzione dell'opera;
- *Grandezze dal laboratorio*: studio svolto in questo lavoro per classificare una tipologia di materiali alternativa a quella di progetto ma comunque fornita dal cantiere in esame.

L'ultima fase è stata svolta dal sottoscritto nel laboratorio di Geotecnica del dipartimento dell'Università di Padova: il materiale è stato fornito dall'ingegnere Stefano Santinello, scegliendo del terreno che potesse essere utilizzabile ed alternativo a quelli di cava (principalmente per l'argilla utilizzata per l'impermeabilizzazione).

3.1. MISURE DI PROGETTO

In questa parte vengono descritte le grandezze caratteristiche sufficienti affinché l'opera rispetti tutte le direttive dettate dalla normativa e abbia un sufficiente grado di sicurezza.

I materiali che vengono studiati sono essenzialmente 3:

- Materiale argilloso ad elevate impermeabilità per il nucleo, ottenuto da cava
- Materiale di riempimento
- Materasso impermeabile

3.1.1. Nucleo d'argilla

L'argilla per il nucleo ad elevata impermeabilità è un materiale in fornitura esterne al cantiere le cui caratteristiche sono già state identificate e certificate dal fornitore. Vengono riassunte nella *tabella 3-1*:

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	k [m/s]
Argilla nucleo	19.0	8.0	23.0	10^{-9}

Tabella 3-1: Caratteristiche minime (massime per la permeabilità) richieste dall'argilla del nucleo impermeabilizzante

In fase di proposta migliorativa, la permeabilità del nucleo argilloso è stata ulteriormente abbassata ad un valore medio pari a $k = 10^{-10}$ m/s.

3.1.2. Materiale di riempimento

Per il materiale di riempimento si deve ricorrere a miscele di terreni reperiti sul luogo durante gli scavi: in questo caso devono essere determinate sia le caratteristiche intrinseche della miscela, sia le modalità di messa in opera. Le caratteristiche tecniche del materiale sono ricavate tramite analisi granulometriche; inoltre, poichè tutti i materiali hanno una permeabilità massima da non superare ($5 \cdot 10^{-5}$ m/s), è importante stabilire il contenuto minimo di fini, che andrà ad influenzare questa caratteristica, per l'accettazione.

- Granulometria

Sono state condotte analisi granulometriche in laboratorio su campioni rimaneggiati, delle quali, per ciascuno degli argini studiati sono state determinate le distribuzioni granulometriche riportate in figura 3-1, 3-2, 3-3.

Analizzando i grafici si evince che, anche per gli strati di terreno più superficiali, di matrice prevalentemente argillosa e limosa, la presenza di sabbia e ghiaia è rilevante

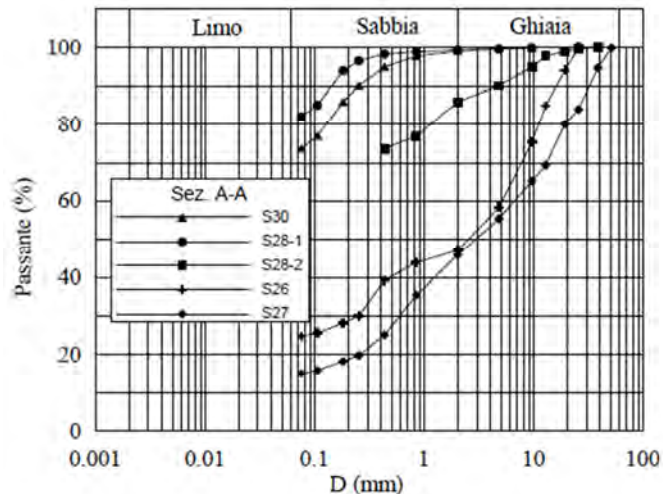


Figura 3-1: Curve granulometriche dei campioni nella sezione A-A (da "Relazione Geotecnica" del progetto esecutivo [3])

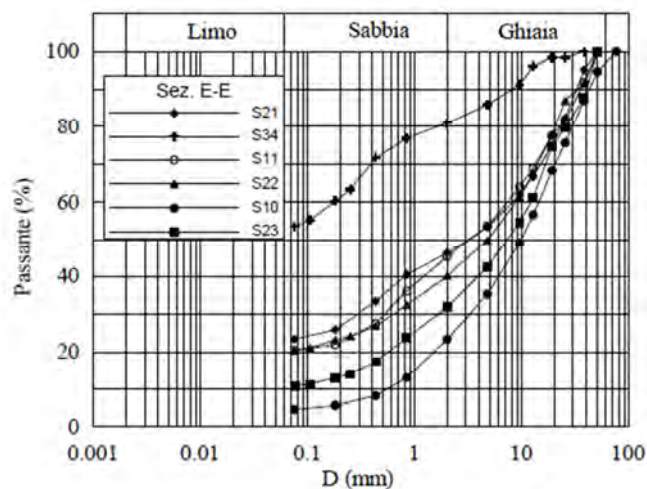


Figura 3-2: Curve granulometriche dei campioni nella sezione E-E (da “Relazione Geotecnica” del progetto esecutivo [3])

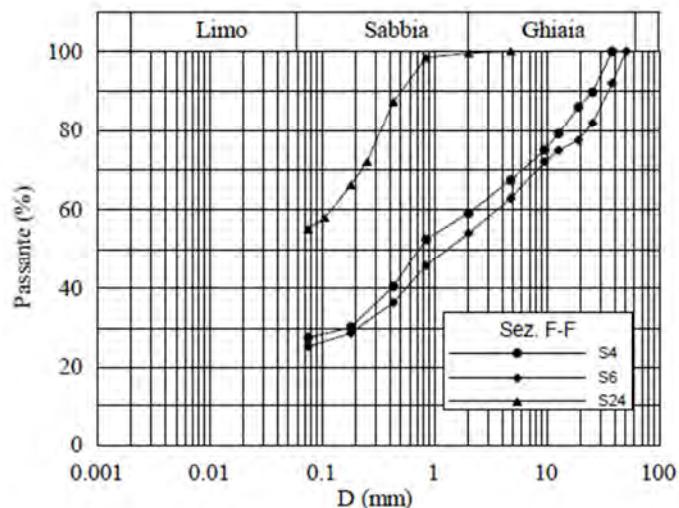


Figura 3-3: Curve granulometriche dei campioni nella sezione F-F (da “Relazione Geotecnica” del progetto esecutivo [3])

- Prove penetrometriche dinamiche standard (S.P.T.)

I risultati delle prove SPT sono stati elaborati adottando le correlazioni proposte da *Schmertmann* (1978) che legano l'angolo di rottura ϕ' direttamente al numero di colpi, alla tensione efficace verticale alla quota in cui è stata eseguita la prova e alla distribuzione granulometrica del terreno interessato. In tal modo è stato possibile stimare un valore di ϕ' sempre piuttosto elevato, superiore ai 35° . Per la stima della deformabilità è stata utilizzata la formula empirica $E' = 7\sqrt{N_{SPT}}$ che correla il numero di colpi al modulo di Young E' . Il modulo di Young risulta crescente con la profondità e varia da un minimo di 31 MPa ad un massimo di 66 MPa. In figura 3-4 si riportano i dati letti durante l'esecuzione della prova all'avanzare della profondità nella zona degli argini A-A ed E-E, e vengono riportati in grigio delle prove svolte in

altre zone del sito; nell'ultimo grafico viene graficato l'andamento dell'angolo di rottura ϕ' ed il modulo di Young E' con l'aumentare della profondità z .

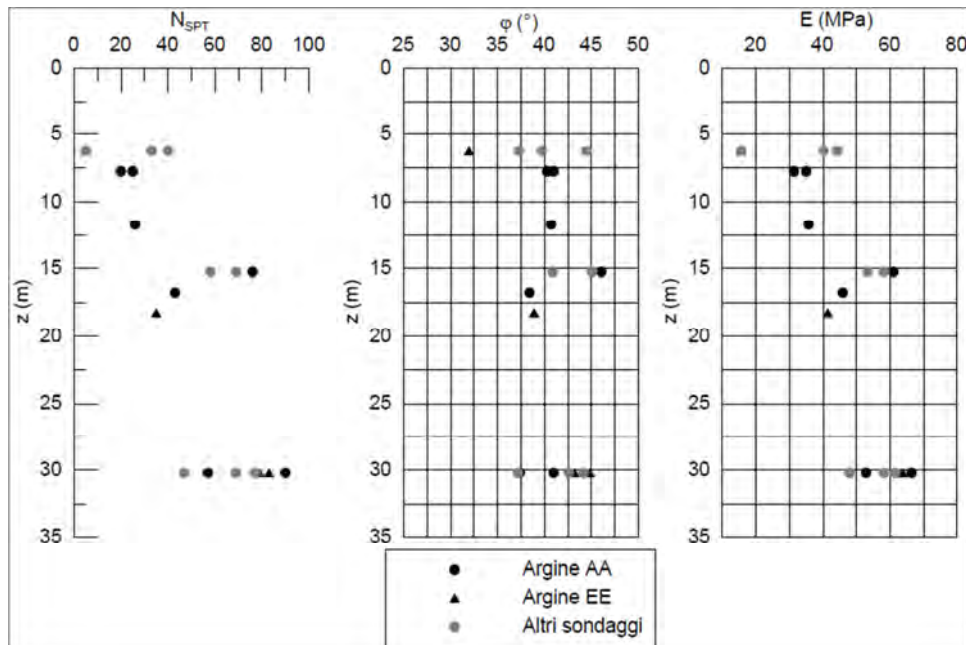


Figura 3-4: Risultati delle prove S.P.T. e andamento con la profondità di ϕ' ed E da essi determinati (da "Relazione Geotecnica" del progetto esecutivo [3])

- Prova di permeabilità (tipo Lefranc)

La prova di tipo Lefranc è una prova di permeabilità che si svolge in avanzamento nel terreno: può essere eseguita a carico variabile o a carico costante; la prima è da preferirsi per materiali a permeabilità bassa, quindi ottimale per la nostra situazione. Questa consiste nel immettere nel foro di sondaggio dell'acqua fino al piano campagna e misurare il tempo di riequilibrio con l'altezza di falda originale: vengono eseguite alcune letture del livello dell'acqua (h) in foro ad intervalli frequenti di tempo (t) annotando sia il livello dell'acqua che il tempo corrispondente [bibliografia 8].

I risultati delle prove, illustrati nella figura 3-5, indicano che nello strato di terreno più superficiale il terreno ha un coefficiente di permeabilità che varia tra 10^{-5} m/s e 10^{-6} m/s; vengono però rilevate alcune letture che raggiungono valori sensibilmente più alti (anche 10^{-3} m/s), ad indicare la presenza di materiale più grossolano rispetto alla matrice limosa/argillosa.

Al crescere della profondità, la permeabilità sale fino a valori di 10^{-4} m/s, caratteristici dei terreni ghiaiosi e sabbiosi che erano stati rilevati anche dai carotaggi.

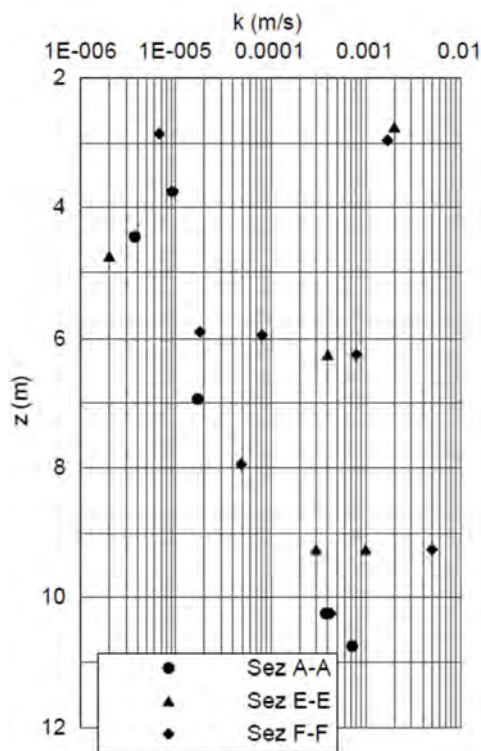


Figura 3-5: Andamento con la profondità del coefficiente idraulico (da “Relazione Geotecnica” del progetto esecutivo [3])

- Conclusioni

In definitiva, le caratteristiche del materiale di riempimento avranno le caratteristiche riportate in *tabella 3-2*:

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	k [m/s]
Riempimento	20.0	0.0	32.0	$5 \cdot 10^{-5}$

Tabella 3-2: Caratteristiche minime (massime per la permeabilità) richieste per il material di riempimento dei rilevati

3.1.3. Materasso impermeabile

Anche per il materasso impermeabile si sono stabilite delle caratteristiche meccaniche necessarie per l'accettazione e delle procedure adeguate di messa in opera: anche per questo materiale vengono quindi eseguite delle analisi e misurazioni per la classificazione e la verifica di tali requisiti. Il materiale per il materasso ha come requisito fondamentale quello di impermeabilizzare a dovere in modo da non permettere interazioni con la falda sottostante: per questo motivo è stata scelta come unica caratteristica necessaria quella di un coefficiente di

permeabilità inferiore o uguale a $k = 10^{-6} \text{ m/s}$. Cautelativamente viene utilizzato lo stesso materiale utilizzato per il nucleo impermeabilizzante, che soddisfa ampiamente la richiesta ($k = 10^{-9} \text{ m/s}$).

In fase di revisione del progetto, per avere un margine di sicurezza maggiore, lo spessore di tale elemento è passato da 50 cm originali a 70 cm.

3.1.4. Modalità di posa in opera

Un'ulteriore indicazione per l'ottimale riuscita e funzionamento del progetto è la metodologia e il controllo necessario affinché la messa in opera soddisfi pienamente le caratteristiche richieste. Per fare ciò, vengono riportate alcune osservazioni riprese dalla “*procedura dei movimenti delle terre*” del progetto definitivo (*bibliografia [4]*).

Costipamento

Le caratteristiche di compattazione, corrispondenti alla densità massima comparabile con il contenuto d'acqua ottimale, sono due variabili importanti per due ragioni distinte: la prima perché un adeguato livello di compattazione deve essere raggiunto affinché si possano raggiungere risultati soddisfacenti relativamente alla resistenza e permeabilità del materiale stesso, la seconda relativa al fatto che la misura di densità rimane attualmente la migliore prova in situ per la verifica e controllo della messa in opera a regola d'arte.

I due parametri (contenuto di umidità nel terreno e grado di compattazione) sono strettamente collegati tra loro, in quanto, soprattutto per materiali coesivi come quelli reperiti in sito, un maggior grado di compattazione è ottenuto tramite la riduzione del volume dei vuoti non saturato.

Oltretutto il comportamento dei materiali coesivi risulta profondamente differente rispetto a quello dei materiali granulari: i primi infatti, vista la vicinanza dei grani e la loro interazione con l'acqua rendono più difficoltoso sia l'aggiunta di acqua, sia la fuoriscita dell'eccesso della stessa, tendendo a creare delle differenze non irrilevanti tra zone esposte all'acqua e zone più interne del volume di terreno in considerazione.

Abbiamo bisogno di svincolarci dalla correlazione che fa riferimento alla percentuale ottimale d'acqua disciolta nella matrice solida, la quale risulta valida per la costruzione di rilevati stradali aventi matrice prevalentemente granulare ma che risulta troppo restrittiva nel caso di argini. Secondo capitolato, infatti, la richiesta è di raggiungere almeno un grado di addensamento del 95%, ottenibile avvicinandosi il più possibile al grado di contenuto d'acqua *optimum*.

Il controllo di questa grandezza (il contenuto d'acqua appunto) viene effettuato correlando la percentuale effettivamente presente in fase di scavo con una percentuale naturale di umidità preesistente in cantiere rilevata su di un campione dalle stesse caratteristiche all'interno della medesima zona di approvvigionamento. Secondo direttive progettuali, viene tollerata una discrepanza fra le due grandezze massima del 3% in peso: tolleranza fin troppo restrittiva e di difficile verifica.

Il livello di compattazione accettabile viene verificato relazionando il *modulo di deformazione* M_d , ottenuto con alcune prove in campo operando con miscele a contenuto crescente di materiale

argilloso-limoso con il corrispondente modulo M_d ricavato puntualmente sullo strato di rilevato che sarà oggetto di indagine in corso d'opera; il modulo di deformazione viene stimato tramite la *prova di carico su piastra circolare (P.L.T)* secondo le modalità della *normativa C.N.R. B.U. 14/12/92* che prevede di usare una piastra circolare di 700 cm^2 e un pistone di spinta di diametro 10 cm; per ogni prova è stato fatto un doppio ciclo di carico e scarico registrando i valori del carico applicato e del cedimento corrispondente; il modulo di deformazione, isurato in N/mm^2 e calcolato sia per il primo che per il secondo ciclo di carico, rappresenta una misura convenzionale della capacità portante di una terra:

$$M_d = \left(\frac{\Delta p}{\Delta s} \right) D$$

dove Δp è l'incremento di carico trasmesso dalla piastra al terreno;

Δs è il cedimento conseguente al carico

D è il diametro della piastra

Il valore del modulo di deformazione è stato calcolato nell'intervallo di pressione 0.15-0.25 N/mm^2 ; di seguito sono riportati i valori registrati (*tabella 3-3*):

Tabella 3-3: Moduli di deformazione delle prove di carico su piastra eseguite durante la messa in opera

N. Prova	$M_d [\text{N/mm}^2]$	$M_d' [\text{N/mm}^2]$	M_d/M_d'
PLT1	11	96	0.12
PLT2	14	57	0.24
PLT3	38	157	0.24
PLT4	37	142	0.26
PLT5	16	69	0.22
PLT6	19	115	0.17
PLT7	4	17	0.21
PLT8	5	20	0.24

Le caratteristiche climatiche del sito inducono nei terreni un livello di umidità maggiore rispetto a quella ottimale e si è cercato un modo per astrarsi il più possibile dal contenuto d'acqua, affinché l'intervento di costipazione possa essere svolto senza l'attesa di particolari condizioni meteorologiche. Una delle soluzioni proposte è quella di stabilizzare i terreni a calce: questa, infatti, tende a consumare quota parte dell'umidità nel terreno reagendo al contatto; lo studio di questo fenomeno è descritto in maniera dettagliata nel capitolo 6.

Permeabilità

Il requisito minimo, per l'accettazione del materiale in cantiere e per verificare che la posa sia stata fatta a regola d'arte, è una permeabilità rilevata tramite infiltrometro tipo "Horn" (*figura 3-6*) (prove a carico variabile che consistono nel posizionare un tubo del diametro di 10 cm sulla superficie da testare, che viene sigillato alla base con un anello bentonitico e



Figura 3-6: Infiltrometro tipo Horn

riempito d'acqua; sulla sommità viene agganciato un tubetto capillare trasparente e graduato che permette di misurare l'abbassamento dell'acqua nel tempo) e caratteristica rilevata in laboratorio di $k = 10^{-6}$ m/s. Tutti i valori di coefficiente di filtrazione inferiori a questo vengono considerati idonei ed utilizzabili.

Prima dell'approvvigionamento e lo stoccaggio del materiale in cantiere si provvede alla classificazione e verifica delle grandezze meccaniche tramite prove di laboratorio che assicurano la conformità del materiale ai requisiti richiesti.

Le prove effettuate mostrano dei valori molto superiori al requisito: vengono riscontrati dei coefficienti di permeabilità in sito di circa $k = 1.5 \cdot 10^{-9}$ m/s.

3.2. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE RILEVATE IN CANTIERE

In fase di scavo si rinviene una tipologia di materiale avente caratteristiche meccaniche e caratteristiche di permeabilità tali da garantire il rispetto delle prescrizioni precedentemente riportate. Nella *tabella 3-4* vengono riassunte tutte le grandezze rilevate dei terreni trovati in situ:

Contenuto limi/argille ($d < 63 \mu\text{m}$)	c' [kPa]	ϕ' [°]	k [m/s]
20% - 30%	11.9	32.9	$8.1 \cdot 10^{-7}$
30% - 50%	13.1	32.1	$1.4 \cdot 10^{-7}$

Tabella 3-4: Caratteristiche rilevate dei terreni tramite prove di laboratorio (da documento "Modalità e Verifica di controllo degli Argini" [4])

Per materiali con contenuto di limi e argille inferiore al 20%, pur avendo riscontrato caratteristiche meccaniche e di permeabilità idonei, risulta preferibile evitare l'utilizzo di detti terreni in quanto possono non garantire un'azione di contrasto al dilavamento per ruscellamento non ottimale per una struttura di argine.

Nonostante i due materiali con contenuto diverso di fine siano pressochè equivalenti, si preferisce garantire una percentuale minima di limi e argille del 50% per non correre il rischio di indebolire troppo lo scheletro solido portante della struttura dell'argine.

Per quanto riguarda il coefficiente di permeabilità, tutti i materiali sottoposti alla prova "Horn" o alla prova di permeabilità in laboratorio, hanno dato risultati di molto inferiori alla prescrizione fino a 2 ordini di grandezza (da 10^{-8} m/s a 10^{-9} m/s).

4. PROVE E PROCEDURE DI PROVA IN LABORATORIO

In questa parte della tesi vengono descritte le procedure delle analisi svolte nel laboratorio di Geotecnica del dipartimento ICEA dell'Università di Padova per caratterizzare dei materiali alternativi a quelli proposti dal progetto, affinché si abbia un miglioramento sia tecnico che economico dell'opera.

Per ottenere dati certi sul comportamento di determinati terreni risulta indispensabile lo sviluppo di una serie di prove propedeutiche alla determinazione delle condizioni di compattazione ottimale del materiale.

Il presente capitolo ha l'obiettivo di descrivere le procedure e spiegare i risultati delle prove necessarie per descrivere lo stato fisico naturale dei materiali in esame; in più vengono descritte anche le caratteristiche meccaniche ed i metodi per reperirle.

I materiali sono stati forniti dall'ingegnere *Stefano Santinello*, dell'impresa *Idrabuilding*, di ingegneria idraulica del territorio di Vicenza.

I terreni studiati sono stati reperiti direttamente in cantiere: il primo è un terreno di granulometria mista, che presenta una matrice prevalentemente limosa/argillosa, con al suo interno una percentuale rilevante di ghiaia e sabbia; il secondo terreno è a prima vista un materiale prevalentemente argilloso/limoso, con poche impurità di granulometria maggiore: il suo reperimento è di qualche metro al di sotto del piano campagna in forma di strato compatto ed omogeneo, quindi di facilmente prelevabile.

Mentre per il primo materiale descritto si è pensato ad un utilizzo per un probabile riempimento, il secondo è stato studiato ipotizzando la sostituzione del terreno per il letto impermeabile ed il nucleo degli argini di provenienza da cava esterna, in modo da considerare un probabile risparmio economico e temporale nell'attuazione del progetto.

4.1. CARATTERIZZAZIONE FISICA

Le prove di classificazione costituiscono un metodo sistematico per riconoscere qualitativamente una terra e per prevederne, pur in maniera approssimata, le caratteristiche fisico-meccaniche naturali. Le varie normative nazionali, che le regolano, impongono delle modalità di prova, rendendo possibile un realistico confronto tra i dati ottenuti in tempi e luoghi differenti. Le prove di classificazione si differenziano in base al tipo di terra da esaminare ed alla normativa cui si fa riferimento: le terre prive di coesione vengono classificate solo in base alla dimensione dei grani; quelle coesive, essendo il loro comportamento meccanico influenzato dal contenuto d'acqua, vengono invece classificate con granulometrie e con prove di caratterizzazione a diversi livelli di umidità.

4.1.1. Determinazione del peso specifico delle terre

Il primo step da eseguire consiste nel compiere il test di determinazione del peso specifico delle terre in studio. Con il termine peso specifico di una terra si definisce il rapporto tra il peso di un volume noto di terra secca e di un ugual volume di acqua distillata, determinati entrambi alla medesima temperatura T . Il valore del peso specifico G_s , oltre a contribuire alla miglior caratterizzazione della terra in esame, viene utilizzato nell'elaborazione dei risultati ottenuti dalle prove aerometriche. Per l'esecuzione della prova si deve disporre di:

- picnometri di vetro di capacità 100cm^3 , vedi *Figura 4-1*;
- una bilancia elettronica con sensibilità 0.1grammi ;
- una bilancia meccanica con sensibilità 0.001grammi ;
- un essiccatore, vedi *Figura 4-2*
- acqua demineralizzata;
- una pompa in grado di disaerare il materiale, vedi *Figura 4-3*.

Per ciò che riguarda la procedura, il picnometro di vetro viene inizialmente lavato, asciugato, pesato (sia P_p il suo peso) e quindi riempito con acqua distillata. A questo punto bisognerebbe procedere alla taratura del picnometro indicando il peso del picnometro, riempito con acqua, con $P_a(T_i)$, dove con T_i si è indicata la temperatura dell'acqua al momento della determinazione. Variando la temperatura T varia ovviamente anche il peso P_{pa} secondo la legge:

$$P_a(T) = \frac{\gamma_a(T)}{\gamma_a(T_i)} [P_a(T_i) - P_p] + P_p$$

dove: T_i = temperatura dell'acqua al momento della prova;

T = temperatura generica diversa da T_i ;

$\gamma_a(T)$ = peso di volume dell'acqua alla temperatura generica T .



Figura 4-1. Picnometri impiegati per la determinazione del peso specifico.



Figura 4-2. Essiccatore per la determinazione del peso specifico.



Figura 4-3. Pompa per la disaerazione del materiale.

Sarebbe così facilmente tracciabile la curva di taratura variando la temperatura: nel nostro caso si è usata la taratura già eseguita per ogni specifico picnometro nel database del laboratorio.

In seguito si introducono 25-30 grammi di terra nel picnometro, si versa all'interno dell'acqua distillata fino a sommergere completamente il provino e lo si lascia riposare per almeno 1 ora. La quantità di terra impiegata varia con le dimensioni del picnometro; tuttavia il suo volume non deve

superare, di norma, il 30% del volume totale del picnometro stesso. Si procede dunque con l'eliminazione dell'aria, rimasta imprigionata all'interno del volume di terra, utilizzando un aspiratore od una pompa assoggettando il volume interno del picnometro, per almeno 20', ad una depressione non maggiore di 100mmHg; occorre fare attenzione a non fornire depressioni interne elevate che potrebbero far fuoriuscire la sospensione dal picnometro.

Ottenuta la disaerazione del materiale di prova, si riempie il picnometro con acqua distillata fino al livello di fede e si registrano il peso P_t e la temperatura T_x . Noto T_x si risale al valore di $P_a(T_x)$ mediante la curva di taratura del picnometro. Il valore del peso specifico G_s viene determinato con la seguente espressione:

$$G_s = \frac{P_s}{P_s + P_a - P_t}$$

dove P_s è il peso secco netto del provino.

Sulla base di questa procedura si sono ottenuti i risultati riassunti dalle *tabelle 4-1 e 4-1*:

Argilla/Limo

Numero Tara	6	17
Peso secco lordo [g]	72.188	59.086
Peso Tara [g]	44.132	35.649
Peso secco netto P_s [g]	28.056	23.437
Peso Picnometro+Acqua P_a [g]	150.186	144.623
Peso P_s+P_a [g]	178.242	168.060
Peso Picnometro+Acqua+Campione P_t [g]	167.959	159.519
Peso $P_s+P_a+P_t$	346.201	327.579
Peso Specifico G_s [g/cm ³]	2.728	2.744

Tabella 4-1: Valutazione del peso specifico del material Limoso/Argilloso

Si è assunto un G_s medio tra le due rilevazioni pari a 2.736 g/cm³.

Misto

Numero Tara	1	15
Peso secco lordo [g]	70.485	63.323
Peso Tara [g]	42.559	34.722
Peso secco netto P_s [g]	27.926	28.601
Peso Picnometro+Acqua P_a [g]	149.970	144.186
Peso P_s+P_a [g]	177.896	172.787
Peso Picnometro+Acqua+Campione P_t [g]	167.663	162.368
Peso $P_s+P_a+P_t$	345.559	335.149
Peso Specifico G_s [g/cm ³]	2.729	2.745

Tabella 4-2: Valutazione del peso specifico del material Misto granulometrico

Si è assunto un G_s medio tra le due rilevazioni pari a 2.737 g/cm³.

4.1.2. Determinazione della curva granulometrica

I criteri di accettazione dei terreni per la costruzione di opere in terra come gli argini soggetti di questo studio si basano principalmente sull'analisi granulometrica: l'obiettivo è quello di raggruppare in diverse classi le particelle costituenti il terreno in analisi in base alla loro dimensione e di determinarne le percentuali in peso. Le procedure che permettono questa operazione sono due: la vagliatura meccanica, impiegata per terreni a grana grossa, e l'analisi per sedimentazione o aerometria, caratteristica per la classificazione della frazione fine del terreno (dimensioni inferiori a 0.063 mm).

I risultati ottenuti vengono graficati con un diagramma semilogaritmico “% passante – log D” (dove D è l'apertura del setaccio considerato) e uniti nella cosiddetta curva granulometrica.

Come primo passaggio è stato separato del materiale (30 g circa) di passante all'ultimo setaccio (0.063 mm) della serie di vagli A.S.T.M. (*American Society for Testing and Materials*), materiale che serve per la prova aerometrica.

La vagliatura meccanica viene fatta solo su materiale con dimensioni superiori a 0.063 mm: dunque, una volta pesato una quantità sufficiente di materiale inalterato, viene lavato all'ultimo vaglio e viene asciugato il trattenuto, in modo da esser certi di aver eliminato già la frazione di terreno che non compete a questa prova.

Una volta asciugato, il materiale viene fatto vibrare all'interno della colonna di setacci e viene pesato il trattenuto per ciascun vaglio.

L'analisi per sedimentazione invece trova la sua giustificazione teorica nella *legge di Stokes*, che esprime la velocità di caduta verticale di una particella sferica in un fluido, in funzione del diametro e del peso specifico dei grani, della viscosità e del peso di volume del fluido:

$$v = \frac{d^2(G-1)}{1800 \eta} = cd^2$$

dove $v = H/t$ = velocità di sedimentazione [cm/s]

Con H = altezza di caduta [cm]

t = intervallo di tempo considerato [s]

d = diametro della particella [mm]

η = viscosità del fluido [g s/cm²] = 1.009 centopoise per l'acqua pura a 20°C

G = peso specifico dei grani [g/cm³]

η e G sono funzioni della temperatura T.

Combinando le due espressioni sopra si ottiene:

$$d = \sqrt{\frac{1800 \eta H}{G-1} \frac{1}{t}} = \sqrt{\frac{H}{ct}} \quad \text{dove} \quad ct = \frac{G-1}{1800 \eta}$$

Per l'esecuzione della prova si deve disporre di:

- un cilindro graduato di capacità non inferiore ad 1 litro da porre in una vasca termostatica, vedi *figura 4-4*;
- un fluido anticoagulante o anti flocculante che favorisca la sedimentazione senza agglomerizzazione delle particelle fini per attività colloidali (sodio esametafosfato o sodio silicato), vedi *figura 4-5*;
- un aerometro o densimetro per la misura della variazione di densità della sospensione di misura, vedi *figura 4-6*;
- un frullatore elettrico, vedi *figura 4-7*;
- un forno termostatico capace di mantenere una temperatura di 105°C con una variazione pari a 5°C necessario per garantire al terreno di essere seccato.



Figura 4-4: : Cilindro Graduato e Vasca Termostatica



Figura 4-5: Fluido Antiflocculante

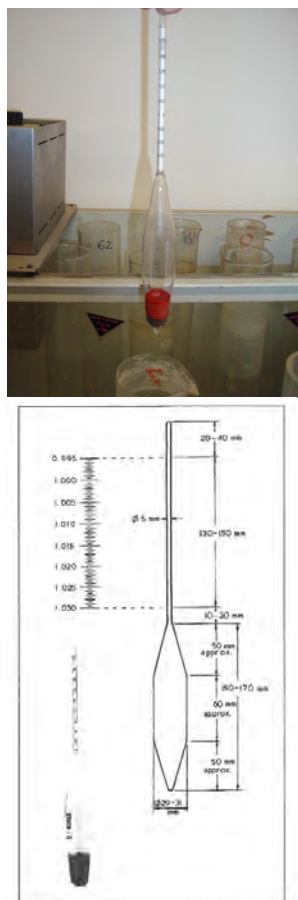


Figura 4-6: Aerometro o Densimetro



Figura 4-7: Agitatore elettrico

Una volta essiccati in forno i 30 grammi di passante al setaccio di apertura 0.063 mm, vengono mescolati con un po' d'acqua demineralizzata e il fluido antiflocculante grazie al frullatore elettrico per almeno 10 minuti. Una volta omogeneizzato, il contenuto viene travasato nel cilindro graduato e riempito, sempre con acqua demineralizzata, fino a raggiungere 1l di soluzione; quindi, utilizzando un tappo di gomma, si chiude superiormente il cilindro graduato e lo si agita energicamente per almeno 1min o comunque finché non si ottenga una completa omogeneizzazione della sospensione. Terminata la fase di dispersione manuale si fa partire il cronometro e s'immerge quindi l'aerometro nella sospensione registrandone il peso di volume dopo 10'', 20'', 30'', 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1^h, 2^h, 3^h, 4^h, 8^h, 24^h, 48^h, 72^h, 96^h dal termine dello scuotimento.

Nei primi 2' di prova le letture vengono effettuate lasciando l'aerometro costantemente immerso nella sospensione; per le successive letture esso viene immerso solamente 20''÷25'' prima della registrazione mantenendolo all'incirca nella posizione d'equilibrio per evitare di influenzare la sedimentazione delle particelle. Per mantenere costante la temperatura durante la prova, il cilindro graduato deve rimanere immerso in un bagno d'acqua o all'interno di una vasca termostatica.

La prova di sedimentazione si ritiene conclusa quando il peso di volume della sospensione rimane costante per due letture.

Sulla base di questa procedura sono stati ricavati i risultati descritti dai seguenti grafici:

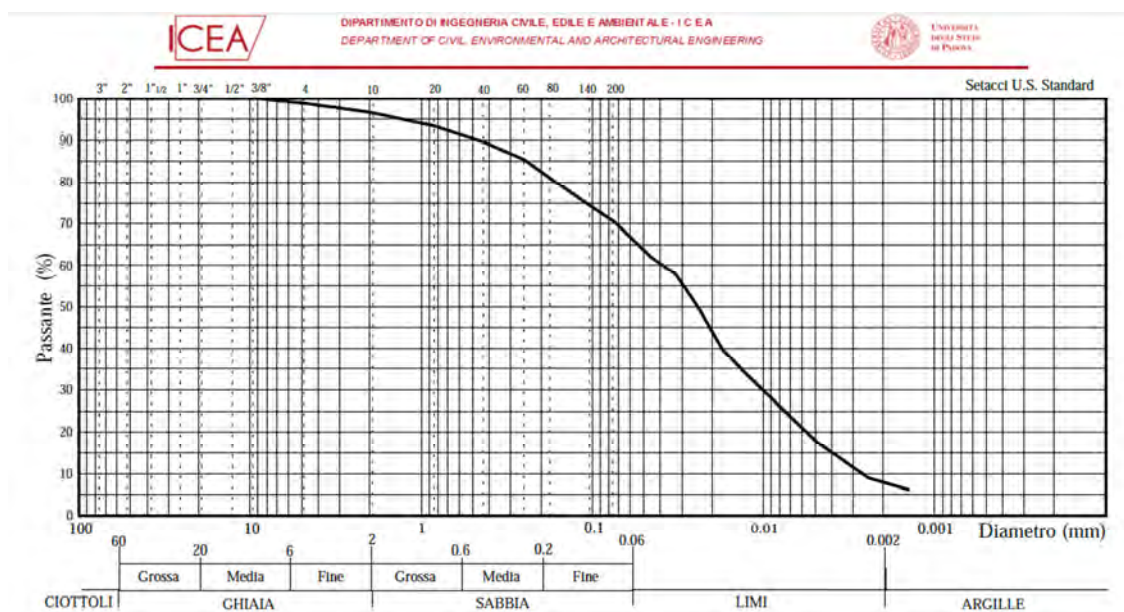


Figura 4-8: Curva granulometrica del material Limoso/Argilloso

Tramite le percentuali granulometriche ottenute è possibile identificare il campione come “un’ argilla limosa con sabbia medio-fine e tracce di sabbia grossa e ghiaia fine”.

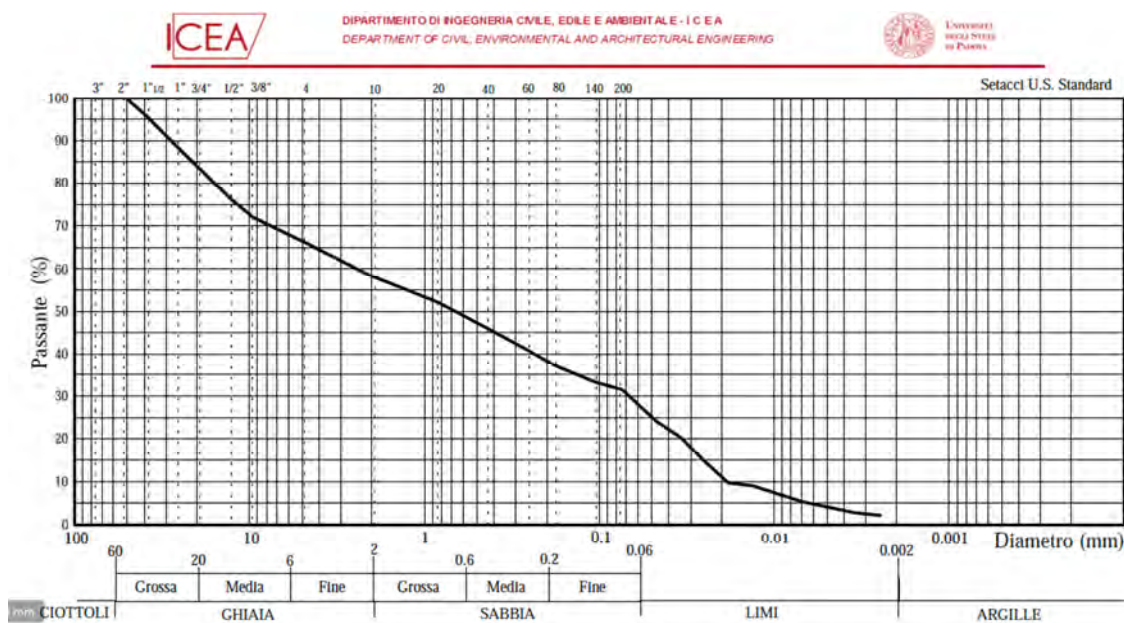


Figura 4-9: Curva granulometrica del material “Misto”

Tramite le percentuali granulometriche ottenute è possibile identificare il campione come “Tout-Venant con matrice argillo/limosa”.

4.1.3. *Determinazione degli indici di Atterberg*

L'analisi granulometrica fornisce informazioni quantitative sulla natura del terreno in esame ma non dice nulla sulla natura mineralogica che, nel caso delle argille, riveste un ruolo fondamentale per il comportamento fisico-meccanico. Quest'ultimo viene influenzato dalla quantità d'acqua adsorbita dal terreno stesso e, superati certi "limiti" ne cambia il comportamento.

I **limiti di consistenza** (*Atterberg, 1911*) si basano sul concetto che il terreno argilloso può esistere in uno dei seguenti stati a seconda del contenuto d'acqua:

- Stato liquido;
- Stato plastico;
- Stato semi-solido;
- Stato solido;

I contenuti d'acqua corrispondenti al passaggio da uno stato all'altro sono appunto detti *limiti di Atterberg* e sono:

- *limite liquido*: minimo contenuto d'acqua per il quale il terreno scorre per effetto di una piccola pressione (dell'ordine di $2\div 3$ kPa) e si comporta come un fluido viscoso;
- *limite plastico*: minimo contenuto d'acqua per il quale il terreno può essere deformato plasticamente senza frantumarsi;
- *limite di ritiro*: contenuto d'acqua al di sotto del quale il terreno non subisce più riduzione di volume se viene essiccato.

Il significato fisico dei limiti di *Atterberg* può essere spiegato come segue: "maggiore è la quantità d'acqua che un terreno contiene, minore è l'interazione che si crea fra due particelle contigue e maggiormente il terreno si comporta come un liquido. D'altra parte, però, nel caso delle argille, l'acqua adsorbita per effetto delle forze elettrochimiche può esercitare alte forze d'attrazione e, per una determinata quantità di questa, il terreno non si comporta quindi come un liquido" (*Maurizio Schiavo, 2011, Comportamento meccanico di terreni coesivi stabilizzati a calce [9]*). Tenendo conto che le definizioni proposte da *Atterberg* sono essenzialmente qualitative, allo scopo di pervenire ad una standardizzazione che permettesse di ottenere dati riproducibili ed universalmente interpretabili, i limiti tra i vari stati del terreno sono stati definiti attraverso la realizzazione di particolari procedure che verranno descritte del seguito della presente.

Limite di Liquidità: Metodo del Casagrande

Il limite di liquidità di un terreno corrisponde al contenuto d'acqua che caratterizza il passaggio dal comportamento liquido ad quello plastico. Il più comune metodo per determinare tale contenuto d'acqua è quello del metodo di *Casagrande*, previsto dalla normativa italiana

C.N.R.-U.N.I.10014.

La definizione di *limite liquido* viene formulato come segue: "contenuto d'acqua per il quale un campione di argilla, posto in una coppa d'ottone di dimensioni normalizzate, suddiviso in due parti da un apposito utensile solcatore e fatto rimbalzare da un'altezza costante di 10mm per 25volte, determina la chiusura del solco per una lunghezza di 13mm". I risultati saranno quindi influenzati da vari fattori: la quantità del campione nella coppa, la profondità del solco, la velocità

di rimbalzo della coppa, il tempo di attesa prima della pesata e dell'esecuzione della prova, le caratteristiche del materiale, lo stato di umidità ambientale, ecc.

Siccome andiamo ad analizzare solo la frazione limosa ed argillosa, come primo passo prendiamo solo la frazione del materiale passante al setaccio con apertura 0.475 mm.

Per l'esecuzione della prova si deve disporre di:

- un setaccio UNI 0.425 o ASTM 40, vedi *figura 4-10*;
- un apparecchio di Casagrande completo (basamento, cucchiaio, utensile per la creazione del solco diametrale), vedi *figura 4-11*;
- una spatola per l'omogeneizzazione del provino, vedi *figura 4-12*;
- una bilancia elettronica con sensibilità 0.1 grammi, vedi *figura 4-13*;
- una bilancia meccanica con sensibilità 0.001 grammi, vedi *figura 4-14*;
- un forno termostatico capace di mantenere una temperatura di 105°C con una variazione pari a 5°C necessario per garantire al terreno di essere omogeneamente essiccato, vedi *figura 4-15*.

La prova si effettua sottoponendo il campione ad un contenuto d'acqua variabile e determinando i diversi numeri di colpi necessari alla chiusura del solco: il cucchiaio deve essere riempito in maniera ottimale in modo da creare il solco della profondità giusta e le battute devono essere il più possibili regolari (circa 2 al secondo). Una volta chiuso il solco con almeno un minimo di 15 battute ed un massimo di 35, si preleva una parte del materiale, lo si pesa umido e lo si ripone ad essiccare nel forno termostatico: passata una nottata ed essendo sicuri che tutta l'acqua sia evaporata, lo si ripese ottenendo il peso secco del campione e, di conseguenza, l'umidità w corrispondente al numero di colpi ottenuto tramite la formula:

$$w = \frac{P_U - P_S}{P_S - P_T} 100$$

dove: P_U = peso provino umido;

P_S = peso provino secco;

P_T = peso della tara.

Con il rimanente materiale vengono ripetute almeno altre due determinazioni analoghe, aumentando il contenuto d'acqua del campione di prova. i dati ottenuti dalle 3 prove (o più) vengono riportati in un diagramma semi-logaritmico “ w -logN” ed uniti con una retta d'interpolazione: l'umidità pari al limite di liquidità W_L è quella corrispondente a 25 colpi. Il risultato viene espresso in percentuale ed arrotondato all'unità.



Figura 4-10: Setaccio ASTM 40



Figura 4-11: Apparecchio di Casagrande



Figura 4-12: Spatola



Figura 4-13: Bilancia elettronica.



Figura 4-14: Bilancia meccanica.



Figura 4-15: Forno essiccatore.

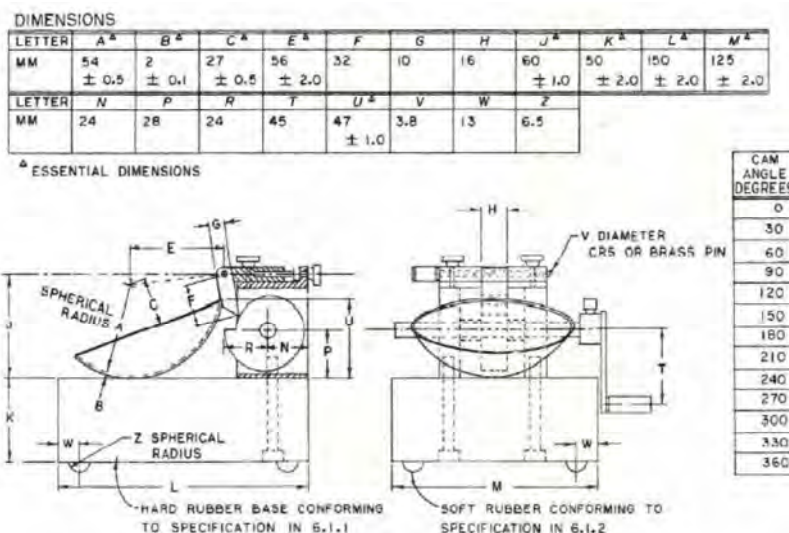


Figura 4-16: Dimensioni standardizzate dello strumento (Cucchiaino) per la prova di Casagrande

Limite di Plasticità

Il *limite plastico* è definito come: “il contenuto d’acqua per il quale il bastoncino d’argilla, plasmato più volte manualmente fino a portarlo al diametro di 3mm, tenda a disgregarsi e a sbriciolarsi a causa della riduzione di umidità”; il limite di plasticità è allora quel particolare valore del contenuto d’acqua che caratterizza il passaggio di una terra coesiva dallo stato plastico a quello semisolido (consistenza elevata; impossibilità di modellare la terra senza che si formino evidenti fessurazioni; tendenza allo sbriciolamento).

E' evidente come la prova sia influenzata dall'esperienza dell'esecutore, visto che lo strumento principale è proprio la mano di quest'ultimo e l'attenzione a scegliere il momento giusto per fermarsi nella manipolazione.

La procedura consiste nel prendere parte di passante al setaccio USTM 40 ed iniziare a rimaneggiare con l'utilizzo di una spatola o con le mani il terreno; per accelerare la perdita d'acqua si può utilizzare una pietra porosa in grado di assorbire velocemente l'acqua contenuta nel terreno. Andando a creare degli "spaghetti" di terra dello spessore di 3 mm circa, lo sperimentatore si deve fermare quando osserva nel rimaneggiare il terreno, la creazione di crepe e la diminuzione di lavorabilità.

Una volta scelto il momento giusto, si pesa il terreno ed in seguito lo si mette in forno termostatico: una volta essiccato si ripesa il terreno e si calcola il contenuto d'acqua. L'umidità corrispondente alla situazione descritta viene definita come *limite di plasticità* w_p della terra in esame. La prova deve essere eseguita almeno 5 volte.

Indice di Plasticità

Viene infine definito indice di plasticità l'intervallo entro il quale il materiale ha un comportamento plastico individuato dalla differenza fra il limite liquido ed il limite plastico, ovvero:

$$IP = w_L - w_p$$

Risultati

Nelle *tabelle 4-3, 4-4, 4-5 e 4-6* vengono riportati i risultati dei limiti di Atterberg delle due tipologie di terreno:

Argilla Limosa	1	2	3
Numero Tara	298	294	244
Peso umido lordo [g]	25.855	23.825	22.465
Peso secco lordo [g]	22.870	21.388	20.439
Peso Tara [g]	16.226	15.775	15.728
Peso secco netto [g]	6.644	5.613	4.711
Peso dell'acqua [g]	2.985	2.437	2.026
Contenuto in acqua [%]	44.9	43.4	43.0
Numero colpi	18	28	31
Limite di liquidità W_L [%]	43	44	44

Tabella 4-3: Limite di liquidità dell'argilla limosa

Elaborando i dati, si è ottenuto un limite di liquidità per l'argilla limosa di $W_L = 44$.

Tout – Venant	1	2	3
Numero Tara	244	298	288
Peso umido lordo [g]	22.166	23.083	24.080
Peso secco lordo [g]	20.194	21.003	21.610
Peso Tara [g]	15.728	16.226	15.633
Peso secco netto [g]	4.466	4.777	5.997
Peso dell'acqua [g]	1.972	2.080	2.470
Contenuto in acqua [%]	44.2	43.5	41.2
Numero colpi	16	18	24
Limite di liquidità W_L [%]	42	42	41

Tabella 4-4: Limite di liquidità del Tout-Venant con matrice argillosa

Per il Tout-Venant (Misto) si è ottenuto un limite di liquidità identico pari a $W_L = 44$.

Argilla Limosa	1	2	3	4	5
Numero Tara	288	231	236	254	234
Peso umido lordo [g]	18.006	17.324	17.079	16.762	16.303
Peso secco lordo [g]	17.482	16.959	16.604	16.444	16.007
Peso Tara [g]	15.633	15.564	14.839	15.267	14.878
Peso secco netto [g]	1.849	1.395	1.765	1.177	1.129
Peso dell'acqua [g]	0.524	0.365	0.475	0.318	0.296
Contenuto in acqua [%]	28	26	27	27	26

Tabella 4-5: Limite plastico dell'argilla limosa

Il limite plastico dell'argilla limosa risulta essere $W_P = 27$.

Tout – Venant	1	2	3	4	5
Numero Tara	234	231	294	254	236
Peso umido lordo [g]	16.993	17.072	17.127	16.968	16.211
Peso secco lordo [g]	16.579	16.771	16.855	16.635	15.944
Peso Tara [g]	14.878	15.564	15.775	15.267	14.839
Peso secco netto [g]	1.701	1.207	1.080	1.368	1.105
Peso dell'acqua [g]	0.414	0.301	0.272	0.333	0.267
Contenuto in acqua [%]	24	25	25	24	24

Tabella 4-6: Limite plastico del tout-venant

Il limite plastico del tout-venant (misto) risulta $W_P = 24$.

In conclusione si riassumono i dati ricavati nella *tabella 4-7*:

Materiale	Argilla Limosa	Tout-Venant
Limite Liquido W_L [%]	44	42
Limite Plastico W_P [%]	27	24
Indice di Plasticità I_P	17	18

Tabella 4-7: Riassunto limiti di Atterberg

Si può osservare come i risultati non differiscano molto: addirittura ci troviamo di fronte ad un limite liquido uguale; questo potrebbe essere giustificato dal fatto che, probabilmente, la matrice argillosa del Tout-Venant sia esattamente identica all'argilla limosa rinvenuta nello strato isolato dalla quale è stata prelevata.

4.1.4. *Determinazione delle curve di compattazione*

Nella costruzione di un argine in terra, è necessario procedere con mezzi idonei alla compattazione del materiale di riempimento, cioè alla riduzione dei vuoti interni al materiale, in modo da diminuire la compressibilità del terreno, aumentare la resistenza al taglio, ridurre la permeabilità e la tendenza ad assorbire l'acqua. La compattazione può essere definita come la tecnica per aumentare la densità dei terreni di riempimento per mezzo di adeguate attrezzature meccaniche.

Si definisce percentuale di compattazione (o compattazione relativa) il rapporto tra la densità secca di un terreno compattato in sito per mezzo di opportune attrezzature, e la densità secca dello stesso terreno compattato in laboratorio secondo una procedura standard. Considerando che il terreno è composto da uno scheletro solido e vuoti interni, l'aumento di densità va a ridurre gli spazi intergranulari, aumentare i punti di contatto tra le particelle ed incrementare le resistenze meccaniche. In effetti, si osserva sperimentalmente che, se lo sforzo di compattazione è mantenuto costante, la densità secca che si ottiene varia al variare del contenuto d'acqua. Per le particelle grossolane lo spessore della pellicola d'acqua è trascurabile nei confronti del diametro; il fenomeno è pertanto significativo soltanto per i terreni a grana fine, dove l'aggiunta di piccole quantità d'acqua favorisce il processo di addensamento. Inizialmente, per contenuti d'acqua molto bassi, la densità sale rapidamente al crescere del contenuto d'acqua: l'acqua agisce da lubrificante e favorisce l'avvicinamento delle particelle. Successivamente la densità secca raggiunge un valore massimo (definito come densità ottimale) dopodiché diminuisce, in quanto l'ulteriore aggiunta d'acqua tende a separare le particelle solide ed a ridurre i contatti intergranulari. Si ottengono dunque delle curve significative che mettono in relazione la densità secca ed il contenuto d'acqua. Supponendo a questo punto di aumentare lo sforzo di compattazione e di ripetere la sperimentazione precedente, la densità ottimale tende a crescere, in seguito alla maggiore energia di compattazione, mentre il contenuto d'acqua corrispondente diminuisce. Da queste osservazioni si può dunque concludere che la compattazione è una tecnica di stabilizzazione meccanica che ha come fine quello di produrre nella terra, utilizzata come materiale da costruzione, caratteristiche tali da renderla idonea a soddisfare una precisa esigenza progettuale. In particolare si può mirare

ad ottenere: una riduzione del rigonfiamento dovuto a variazioni d'umidità, un aumento di resistenza al taglio, una riduzione della permeabilità, una diminuzione della compressibilità.

Prescindendo dagli effetti prodotti da un processo di compattazione sui differenti tipi di terra si ricorda che esiste una percentuale d'acqua, detta "*optimum*", in corrispondenza della quale, a parità d'energia di costipamento, si ottiene il massimo grado di addensamento, ossia il peso di volume secco "*maximum*".

Per simulare le differenti tecniche per la produzione in situ di un determinato grado di compattazione sono state elaborate numerose prove standard di laboratorio. Le più semplici e diffuse sono le cosiddette prove Proctor (dette anche prove AASHTO) da *Proctor* (1933), a cui fanno riferimento, nella quasi generalità dei casi, i capitolati nazionali ed internazionali. La terra, posta a strati in un recipiente metallico cilindrico, viene compattata per azione di un pestello a caduta libera. L'energia di costipamento può essere variata modificando il peso del pestello, l'altezza di caduta, il numero di colpi per strato e lo spessore degli strati. Si distinguono due differenti tipi di prove: la prova *Proctor standard* e la prova *Proctor modificata*.

La ripetizione della prova su più campioni di terreno, a diversa umidità, permette di tracciare la curva della densità secca in funzione del contenuto d'acqua applicato. Dall'analisi di quest'ultima è possibile stabilire il contenuto d'acqua ottimale e la corrispondente densità massima.

Nel nostro caso, è stata svolta la modalità di prova **Proctor Standard**, caratterizzata dalle seguenti caratteristiche:

Prova	Peso Pestello [kg]	Altezza caduta [cm]	Numero Strati [-]	Numero Colpi [-]
Standard	2.50	30.5	3	25

Tabella 4-8: Caratteristiche della prova Proctor Standard

La prova standard si esegue compattando strati successivi di terra (3) con un pestello standardizzato, lasciato cadere ripetutamente da un'altezza pari a 305mm; tale operazione può essere eseguita manualmente o, come nel caso in questione, meccanicamente. Per l'esecuzione della prova si deve disporre di:

- una fustella cilindrica metallica di elevata rigidità che può essere di due diverse dimensioni, vedi *tabella 4-9 e figura 4-18*;
- un collare rigido, di diametro pari a quello della fustella ad essa congiungibile in testa e di altezza minima di 51 mm;
- un pestello cilindrico d'acciaio o, come nel nostro caso, un macchinario per la prova Proctor standardizzato (vedi *figura 4-17*);
- un contenitore dalla tara nota;
- l'apparecchiatura completa per la determinazione del contenuto d'acqua.

Diametro interno [mm]	Altezza interna [mm]	Volume [mm ³]
101.8	116.6	949040

Tabella 4-9: caratteristiche geometriche della fustella utilizzata per la prova Proctor



Figura 4-18: fustella per prova Proctor Standard



Figura 4-17: Pestello meccanico per prova Proctor

Il primo passo della procedura è quello di sgretolare il materiale essiccato in forno termostatico con l'aiuto di un pestello, in modo da ottenere tutto passante al setaccio ASTM40: va precisato che, secondo la normativa europea standard, questo requisito è valido solo per materiali aventi una frazione granulometrica superiore alle dimensioni del setaccio in esame inferiori o uguali al 7%, altrimenti si dovrebbe procedere alla sostituzione di quota parte di materiale o all'uso di una fustella più grande; per entrambi i materiali in esame si rientra nel requisito.

La quantità di materiale necessario per una singola prova è di circa 1.8 Kg: una volta eseguita la prova, visto che il terreno non viene minimamente inquinato con additivi o leganti, il materiale è riessiccabile e riutilizzabile.

Prima di compattare il materiale si annota il peso della fustella, completa di base, ma priva di collare. Avendo dunque a disposizione il quantitativo di terreno per ogni prova Proctor, si prepara il terreno al contenuto d'acqua previsto tramite un diffusore che permette un controllo semplice dell'acqua aggiunta e un'omogeneizzazione di umidità del materiale (figura 4-19).

Eseguita questa operazione si dispone il terreno nella fustella in 3 strati di ugual spessore: ciascuno strato viene compattato con 25 colpi di pestello. L'altezza finale del provino non dovrà essere per più di 6mm eccedente il limite superiore della fustella. Terminata la fase di compattazione il collare viene rimosso e la terra eccedente il bordo superiore della fustella viene eliminata.



Figura 4-19: Procedimento di aggiunta del contenuto d'acqua per prova Proctor

Dopo aver pesato la fustella, completa di base, contenente il terreno compattato, si apre la fustella tramite i ganci laterali, si dispone con delicatezza il materiale compattato dentro una tara di peso noto, e si ottiene il peso umido del terreno per poi riporlo in forno termostatico per l'essiccazione; passate circa 24 ore e certi della completa evaporazione dell'acqua, si ripesa il terreno ottenendo il peso secco lordo. Il contenuto naturale d'acqua w , espresso in percentuale, viene ricavato attraverso la seguente espressione:

$$w = \frac{P_{ul} - P_{sl}}{P_{sl} - P_t} 100$$

dove - p_{ul} è il peso umido lordo

- p_{sl} è il peso secco lordo
- p_t è il peso della tara

Tutte queste operazioni vengono ripetute su altri 3-4 campioni di terra, preparati variando di circa il 3% il contenuto d'acqua. In corrispondenza di ciascun valore dell'umidità w si ottiene una determinata densità secca γ_d che aumenta con w , per valori inferiori alla w "optimum" e decresce all'aumentare di w superiori alla w "optimum". Noti il peso netto finale del campione P_u ed il volume interno V della fustella, si ricava il peso di volume umido e dal valore del contenuto naturale d'acqua il valore della densità secca del campione secondo le seguenti relazioni:

$$\gamma_u = \frac{P_u}{V} \quad \gamma_d = \frac{\gamma_u}{1+w}$$

Se si fa variare il contenuto d'acqua del campione di terra in esame, mantenendo costante l'energia di costipamento e si rappresenta in un diagramma la variazione del peso di volume secco γ_d , o densità secca, in funzione del contenuto d'acqua w , come nominato sopra, si ottiene una curva a campana che presenta un massimo in corrispondenza di un certo contenuto d'acqua. Le coordinate di tale punto superiore (w, γ_d) individuano rispettivamente il contenuto d'acqua *optimum* e la densità secca massima.

Nelle seguenti tabelle (*tabella 4-10 e tabella 4-11*) e figure (*figura 4-20 e figura 4-21*) vengono riportati i risultati di tale prova:

Materiale secco [g]	1961.6	1800.1	1800.4	1800.2
Quantità acqua [g]	235.4 (12%)	270.0 (15%)	324.1 (18%)	378.0 (21%)
Peso lordo provino umido [g]	5704	5822	5882	5842
Peso Tara [g]	3933	3933	3933	3933
Peso netto provino umido [g]	1771	1885	1945	1909
Densità umida [g/cm ³]	1.866	1.990	2.054	2.012
Densità secca [g/cm³]	1.668	1.745	1.755	1.677
Peso secco lordo [g]	1672.8	1737.4	1722.0	1643.1
Peso tara [g]	92.5	98.3	93.5	92.6
Peso secco netto [g]	1580.3	1639.1	1628.5	1550.5
Umidità relativa media [%]	11.88	14.06	17.07	19.99

Tabella 4-10: Curva Proctor Standard per l'argilla limosa

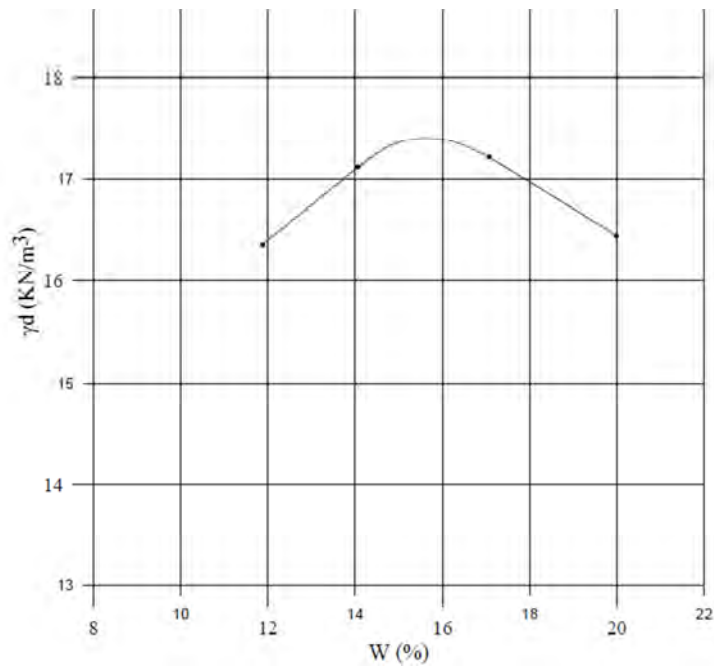


Figura 4-20: Curva Proctor Standard dell'argilla limosa

Il risultato per l'argilla limosa è una quantità di umidità ottima $w_{op} = 15.6\%$ ed un peso di volume maximum $\gamma_d = 17.4 \text{ kN/m}^3$.

Materiale secco [g]	2002.8	2007.9	2023	2038.4	2041.5
Quantità acqua [g]	240.3 (12%)	301.2 (15%)	424.8 (21%)	336.3 (16.5%)	183.7 (9%)
Peso lordo provino umido [g]	5936	5953		5924	5857
Peso Tara [g]	3933	3933		3933	3933
Peso netto provino umido [g]	2003	2020		1991	1924
Densità umida [g/cm3]	2.110	2.128		2.098	2.027
Densità secca [g/cm3]	1.890	1.858		1.809	1.866
Peso secco lordo [g]	1876.9	1829.9		1783.5	1864.4
Peso tara [g]	92.5	98.4		92.5	93.5
Peso secco netto [g]	1784.4	1731.5		1691.0	1770.9
Umidità relativa media [%]	11.65	14.54		15.95	8.63

Tabella 4-11: Curva Proctor Standard per ilTout-Venant

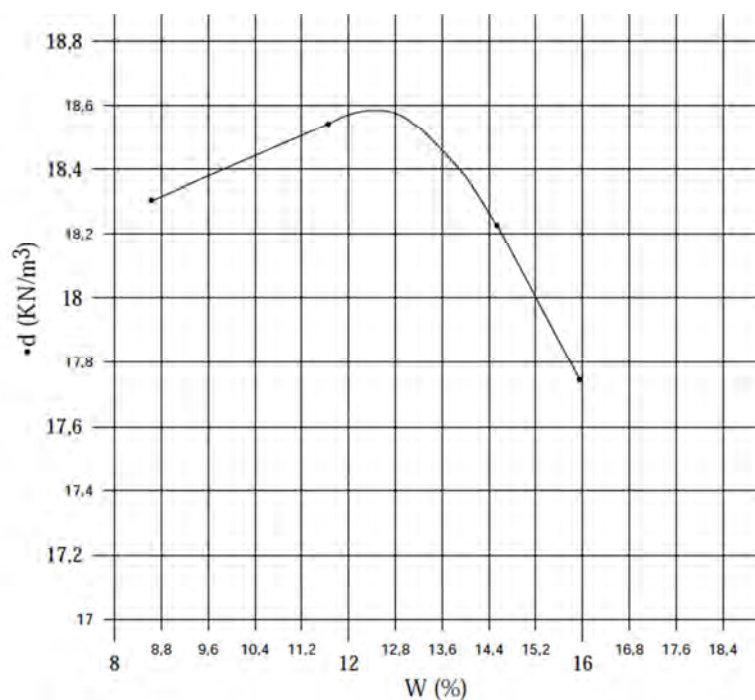


Figura 4-21: Curva Proctor Standard per il Tout-Venant (misto)

Per il Tout-Venant è stato riscontrato un contenuto ottimo d'acqua $w_{op} = 12.4\%$ e un peso di volume maximum $\gamma_d = 18.58 \text{ kN/m}^3$.

Osservazione

Nella *tabella 4-11* una delle colonne è vuota: questo perchè si è riscontrato, con una percentuale di contenuto d'acqua pari al 21%, un'impossibilità di compattazione poichè il materiale risulta eccessivamente liquido e non consistente: questo ha portato ad ispezionare percentuali inferiori.

Conclusioni

In conclusione possiamo riassumere le caratteristiche dei due materiali nella *tabella 4-12*:

Materiale	Argilla Limosa	Tout-Venant
Contenuto in acqua optimum w_{op} [%]	15.6	12.4
Peso di volume maximum γ_d [kN/m³]	17.4	18.6

Tabella 4-12: Caratteristiche di compattazione ottima dei materiali studiati

4.2. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA

Le uniche prove di caratterizzazione meccanica svolte sono le prove *triassiali consolidate non drenate* (in breve **TxCU**) che consentono di rilevare le principali caratteristiche meccaniche dei terreni: l'angolo di attrito interno e la coesione.

In più, grazie alla cella triassiale, strumento particolare per svolgere queste prove, è stato possibile fare un test di permeabilità sui campioni in modo da caratterizzare l'andamento del coefficiente di permeabilità k al variare della pressione di confinamento.

4.2.1. Prova TxCU

Secondo il principio delle tensioni efficaci formulato da *Terzaghi* (1923) “in un terreno saturo la misura delle pressioni interstiziali ed il controllo delle tensioni totali permettono di determinare le tensioni efficaci; le caratteristiche meccaniche dipendono dalle tensioni efficaci e non dalle tensioni totali; alcune caratteristiche fisiche (addensamento, indice dei vuoti, permeabilità, ecc.) sono influenzate dalla variazione delle tensioni efficaci”.

Adottando il criterio di *Coulomb* (1773), $\tau_f = c' + \sigma_n \cdot \tan \varphi'$, si osserva che la resistenza al taglio, dipendente dalle tensioni efficaci, può essere incrementata aumentando le tensioni totali o dissipando le pressioni interstiziali permettendo quindi la fuoriuscita dell'acqua interstiziale e riducendo i vuoti interni.

L'obiettivo delle prove triassiali è quello di riprodurre un particolare stato tensionale su un provino di terra e seguire l'evoluzione delle tensioni efficaci tramite il controllo delle

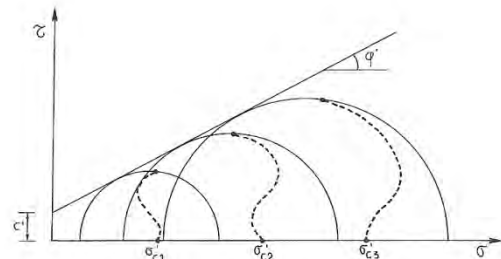


Figura 4-22: Esempio di un involucro a rottura di una prova TxCU

pressioni interstiziali fino al raggiungimento della rottura. Tramite le prove triassiali possono riprodursi scorrimenti in condizione di drenaggio totale con annullamento delle sovrappressioni interstiziali (prova drenata), o scorrimento per taglio senza variazione di volume (prova non drenata). Potendo quindi riprodurre meccanismi di taglio e condizioni di sovrappressioni interstiziali, è possibile eseguire tre differenti tipi di prova: prove non consolidate-non drenate (*prove UU*); prove consolidate-non drenate (*prove CU*); prove consolidate-drenate (*prove CD*).

Nelle prove consolidate non drenate (TxCU), durante la consolidazione viene controllata la pressione interstiziale e la variazione di volume fino al suo esaurimento, in modo che siano note le tensioni efficaci. Successivamente si applica una tensione verticale crescente tramite l'avanzamento a velocità costante della pressa su cui è poggiata la cella triassiale, misurando le variazioni di pressioni interstiziali causate. Ripetendo il procedimento su provini diversi a tensioni di consolidazioni differenti è possibile correlare la resistenza al taglio con le tensioni efficaci applicate ed ottenere l'*inviluppo di resistenza al taglio o di rottura*, che permette di definire i parametri φ' e c' , denominati rispettivamente angolo di resistenza al taglio e coesione in termini di tensioni efficaci.

La variazione delle pressioni interstiziali, generate all'interno del provino, è legata alle tensioni totali applicate attraverso la seguente relazione di *Skempton* (1954):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

dove Δu rappresenta variazione della pressione interstiziale causata da un incremento della pressione totale di confinamento σ_3 e della tensione deviatorica $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$, A, B i parametri di misura delle pressioni interstiziali.

Nel caso delle prove triassiali consolidate non drenate effettuate su provini saturi è possibile effettuare la misura dei suddetti parametri. Supponendo di partire da un provino saturo, caratterizzato da una situazione d'equilibrio, data da una pressione efficace isotropa σ'_0 e da una pressione interstiziale u_0 , e di applicare un incremento isotropo di tensione pari a $\Delta\sigma_3$, si ottiene $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_1$ e $\Delta u = B \cdot \Delta\sigma_3$

In base al principio delle tensioni efficaci per mantenere l'equilibrio le tensioni totali vengono sopportate dall'elemento più rigido, rappresentato dall'acqua. Dalla misura delle pressioni interstiziali è quindi possibile controllare la saturazione del provino, verificando ad esempio che il parametro B sia compreso tra il 95 e 100%. Successivamente, incrementando la sola tensione assiale totale $\Delta\sigma_1$, l'equazione iniziale permette di determinare il parametro A poiché $\Delta u = A \cdot \Delta\sigma_1$. Tale parametro dipende sostanzialmente dal rapporto di rigidezza tra lo scheletro solido e la fase liquida, in quanto permette di definire quale percentuale del carico totale esterno viene equilibrata dalle tensioni efficaci e quale dalla pressione interstiziale. Essa dipende quindi da una serie di fattori quali: consistenza del terreno, contenuto d'acqua, indice dei vuoti, grado di sovraconsolidazione, ecc. (vale a dire la storia tensionale del terreno).

Con il termine back-pressure si intende, generalmente, la pressione idraulica che viene applicata all'interno del provino, contenuto nella cella triassiale. Tale pressione permette di ottenere i seguenti vantaggi: agevola la saturazione del provino. L'acqua in pressione viene infatti spinta all'interno del provino in modo che l'aria presente negli spazi intergranulari venga assorbita. A questo scopo è necessaria l'applicazione di una pressione minima dell'ordine di 150÷200 kPa; agevola la saturazione dei circuiti (di drenaggio e di misura della pressione interstiziale, degli interstizi tra membrana e provino, filtri laterali, testina di drenaggio, ecc.); agevola la misura delle pressioni interstiziali quando queste raggiungono valori inferiori alla pressione iniziale (che in assenza di back pressure risulterebbero negative); consente di ottenere misure più affidabili dei coefficienti di permeabilità e di consolidazione (in assenza di bolle d'aria). Naturalmente la back pressure all'interno del provino deve essere controbilanciata dalla pressione in cella, in modo che la differenza tra le due sia mantenuta ad un livello tale da evitare il disturbo del provino (procedimento tratto da "Manual of Soil Laboratory Testing" di K.H.Head, 1998 Second edition [7]).

Descrizione della cella e del confezionamento dei provini

La funzione della cella triassiale (Figura 4-23) è essenzialmente quella di contenere il provino, di permettere l'applicazione di una pressione isotropa, di realizzare la saturazione e la

consolidazione attraverso appositi circuiti di drenaggio e di effettuare la fase di rottura mediante l'applicazione di un carico assiale trasmesso al provino da un pistone collegato ad un'apposita testa di ripartizione. L'applicazione della pressione isotropa viene realizzata riempiendo d'acqua disaerata la cella contenente il provino ed applicando successivamente una pressione, mantenuta costante per tutto il periodo di prova. L'operazione di saturazione del provino viene realizzata introducendo acqua disaerata in pressione (back pressure) attraverso il circuito di drenaggio di testa o di base.

La base presenta diverse valvole che permettono di modificare le varie pressioni che sollecitano il provino e che permettono di ottenere le diverse situazioni a seconda del tipo di prova che si vuole sviluppare.

La testa superiore ed il plinto di base sono completati da una coppia di dischi porosi per favorire la saturazione e la consolidazione del provino nelle prove CU, devono essere realizzati con materiale non attaccabile chimicamente dal fluido interstiziale e dai minerali costituenti il provino; devono risultare praticamente indeformabili fino ad una pressione di 5000kPa e possedere una permeabilità superiore a quella del terreno di prova. Tra i dischi porosi e la superficie del provino s'inseriscono dei dischi di carta da filtro, per impedirne l'intasamento. Fondamentale è la presenza della membrana in lattice di gomma naturale; essa viene utilizzata per contenere il provino ed impedire il contatto diretto con il fluido di cella. La tenuta idraulica della membrana intorno al provino, essenziale allo svolgimento della prova, viene realizzata mediante appositi anelli di gomma (o-ring), sufficientemente rigidi. Attraverso l'utilizzo di trasduttori di pressione è possibile controllare la situazione delle varie pressioni, leggendo anche il valore su display appositamente collegati.

Il sistema di carico, infine viene fornito da una pressa a velocità di deformazione controllata. Il sistema di misura del carico assiale deve essere adeguato alla resistenza massima prevista e dipende dal tipo di terreno e dalle dimensioni del provino. Il misuratore di pressione invece è composto di un comparatore centesimale (sensibilità pari a 0.01 mm) con una corsa uguale al 20% dell'altezza del provino.

I provini vengono confezionati estrudendoli dal materiale appositamente compattato nella fustella Proctor tramite l'infissione a velocità costante di fustelle più piccole grazie all'utilizzo di una pressa (figura 4-24); queste fustelle più piccole devono essere appositamente unte con vasellina in modo da permettere una più facile infissione. In seguito vengono estrusi, sempre tramite la pressa e l'utilizzo di una forma in metallo apposita, e tagliati ad un'altezza che si aggira intorno ai 7.70 cm, facendo attenzione che le facce circolari siano sufficientemente piane per garantire un'appoggio adeguato sulla base della cella triassiale.

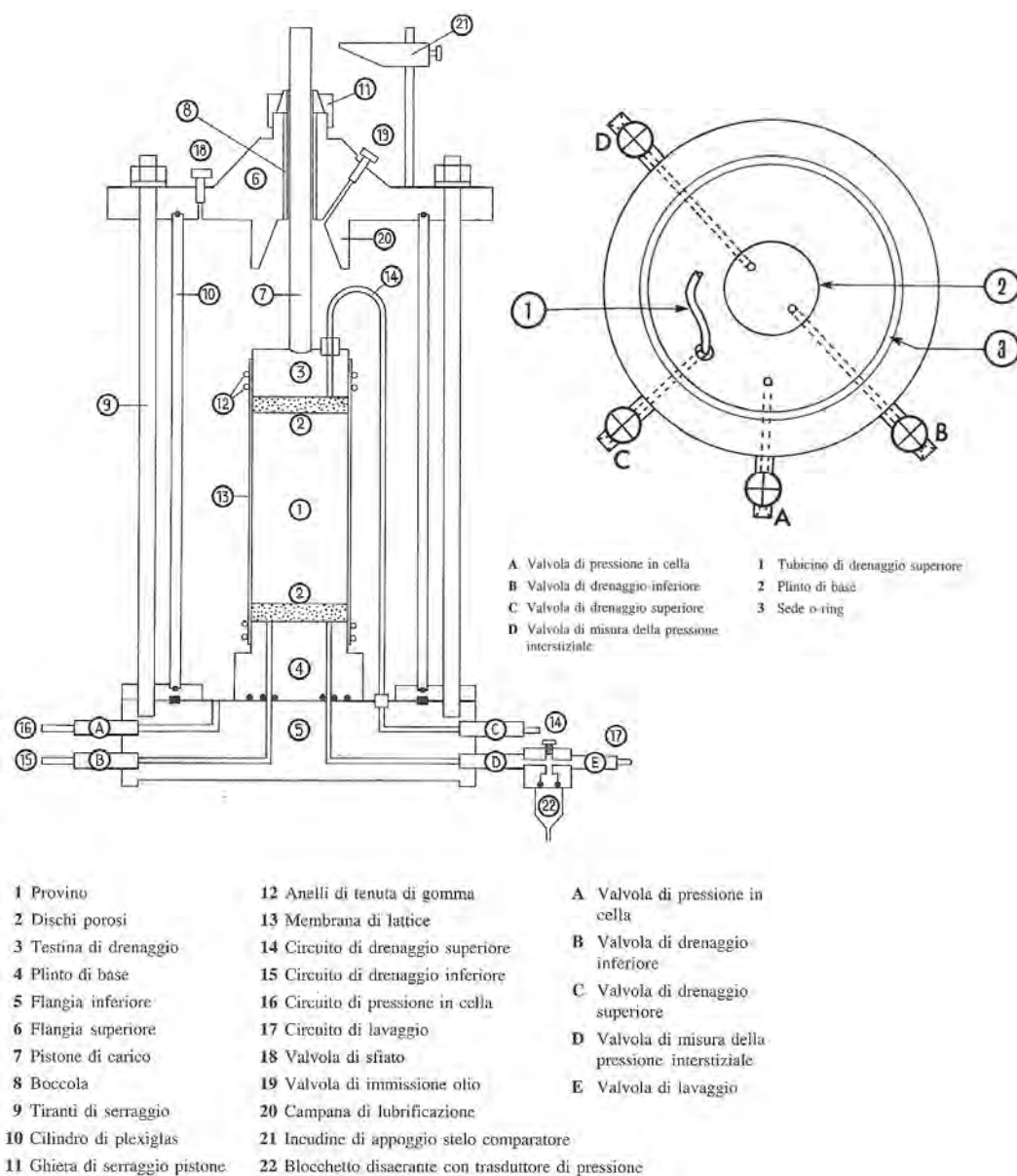


Figura 4-23: Schema delle varie parti di una cella triassiale



Figura 4-24: Estrusione dei provini per TxCU

Procedura

Le prove TxCU prevedono generalmente l'esecuzione di tre fasi distinte: la prima corrispondente alla saturazione del campione, la seconda relativa alla fase di consolidazione, la terza relativa alla fase di taglio fino a rottura del provino.

Generalmente la *prima fase* di **saturazione** è una fase propedeutica a garantire l'effettiva trattazione del comportamento meccanico come mezzo bifasico, ovvero si ritiene che in funzione della saturazione si possa considerare praticamente inesistente il volume d'aria interno al campione e quindi considerare lo stesso come mezzo bifase (volume solido + volume dei vuoti completamente riempito di acqua). Skempton (1954) definisce quale parametro di controllo della completa saturazione del campione il rapporto fra lo sviluppo di sovrappressioni neutrali in funzione della pressione di cella $B = \Delta u / \Delta \sigma_c$ e per valori di detto parametro superiori al 95% vi sia per argille fortemente sovraconsolidate una saturazione prossima al 99.9% [Black et al., 1973]. In genere si applica una differenza di pressione tra la base e la testa del campione in modo da permettere la risalita dell'acqua e la saturazione omogenea su tutto il provino.

La *seconda fase* di prova invece è quella della **consolidazione** che riproduce lo stato tensionale esistente in situ o a condizioni ipotizzate provocando la diminuzione dei vuoti interni e la fuoriuscita dell'acqua a seconda delle condizioni (la consolidazione appunto). Nel nostro caso è condotta isotropicamente sottoponendo la stessa pressione in entrambe le direzioni di prova (assiale e radiale). Lo scopo della fase di consolidazione è quello di portare il provino allo stato di tensioni efficaci richiesto per realizzare la fase di rottura. Le tensioni efficaci nel provino vengono portate al valore desiderato, aumentando la pressione in cella e lasciando dissipare l'eccesso di pressione interstiziale fino ad equilibrarsi al valore di *back pressure* applicata: con il termine *back-pressure* si intende, generalmente, la pressione idraulica che viene applicata all'interno del provino, contenuto nella cella triassiale.

Terminata dunque la fase di saturazione viene mantenuta chiusa la valvola del drenaggio e viene incrementata la pressione in cella σ_3 e regolata la back pressure in modo che la differenza sia pari al valore richiesto della pressione efficace di consolidazione:

$$\sigma_3' = \sigma_3 - p_B$$

dove p_B è la back pressure applicata.

Quando la pressione dei pori si è stabilizzata si è preso nota del valore finale ed è stato calcolato l'incremento di pressione interstiziale da dissipare in fase di consolidazione:

$$\Delta u = u_0 - p_B$$

con u_0 la pressione interstiziale stabilizzata all'inizio della fase di consolidazione.

A questo punto, aprendo una valvola addetta al drenaggio, si è registrata la variazione di volume; quando non è stato più possibile apprezzare variazioni di volume ulteriori sono state interrotte le letture. Quindi, per avere una sensibilità del comportamento del provino, si sono posti i valori della variazione di volume in un grafico in funzione del tempo. Per individuare il t_{100}

(tempo necessario per il calcolo del coefficiente di consolidazione c_v) occorre tracciare la retta che meglio descrive la prima parte del diagramma (questo tratto generalmente giace all'interno del primo 50% della variazione di volume) ed intersecarla con la retta che giace sui punti finali diagrammati. Al termine della fase di consolidazione sono dunque state determinate le dimensioni del provino dalle seguenti espressioni:

Volume del provino $V_c = V_0 - \Delta V$

Altezza del provino $L_c = L_0 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\Delta V}{V_0}\right)$

Sezione media $A_c = \frac{V_0 - \Delta V}{L_c}$

dove V_0 = volume iniziale del provino;

L_0 = altezza iniziale del provino;

ΔV = variazione di volume misurata in fase di consolidazione

La terza fase di **taglio** prevede di mantenere costante la pressione di cella mentre si procede con l'attuazione del carico assiale fino a rottura del campione tramite un avanzamento costante del pistone sul quale viene posizionata la cella.

Nel caso delle prove CU le valvole di drenaggio vengono mantenute chiuse per tutto il corso della prova, in modo da impedire la variazione di volume e misurare la variazione di pressione interstiziale per il calcolo delle tensioni efficaci.

A tal punto si fa partire la pressa ad una velocità costante. Con il procedere della prova, ad intervalli dell'ordine di 0.2÷0.3% di deformazione assiale, sono state registrate le seguenti misure:

- deformazione assiale;
- compressione dell'anello dinamometrico;
- pressione interstiziale.

Nel corso della prova sono inoltre stati calcolati i valori di tensione deviatorica in tempo reale, attraverso le attrezzature a disposizione, ed il rapporto tra le tensioni principali efficaci.

Al termine della prova è stata arrestata la pressa, chiusa la valvola della pressione in cella e della pressione interstiziale collegata al relativo trasduttore di misura. Portata a zero la pressione in cella, quest'ultima è stata svuotata, tolta la testa di drenaggio, dopo aver aperto la cella, la membrana e le pietre porose. I provini sono poi stati posti in vetri tarati, pesati per la determinazione del peso umido e fatti essiccare in forno a 105°C per almeno 12 ore.

Dai dati registrati sono stati effettuati le seguenti elaborazioni:

Deformazione assiale $\varepsilon = \frac{NY}{L_c} \cdot 100$

Sezione media $A_m = \frac{A_c}{\left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right)}$

Tensione deviatorica $(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{K \cdot NL}{A_m} \cdot (10 - C_M)$

<i>Variazione della pressione interstiziale</i>	$\Delta u = u - u_0$
<i>Tensioni principali efficaci</i>	$\sigma'_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma'_3$
	$\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u$
<i>Parametri dello stress nel piano s', t'</i>	$s' = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3)$
	$t' = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3)$
<i>Invariante isotropico</i>	$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$
<i>Parametro di Skempton</i>	$A = \frac{\Delta u}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$

dove NY = lettura al comparatore di deformazione [mm];
 NL = lettura al comparatore dell'anello [μm];
 K = costante di taratura dell'anello dinamometrico [$\text{N}/\mu\text{m}$];
 A_c = sezione del provino al termine della consolidazione [cm^2];
 L_c = altezza del provino al termine della consolidazione [mm];
 C_M = correzione che tiene conto della rigidità della membrana [kPa];
 u = lettura della pressione interstiziale [kPa]
 u_0 = lettura iniziale della pressione interstiziale, corrispondente alla back pressure applicata durante la fase di consolidazione [kPa].

I dati calcolati come indicato, possono essere rappresentati nel seguente modo:

- curva sforzi-deformazioni con la deformazione assiale in ascissa e lo sforzo deviatorico in ordinata;
- curva della pressione interstiziale in funzione della deformazione assiale;
- andamento dello stress path nel piano p, p' - q ;

Risultati ed elaborati grafici

Le pressioni di consolidazione alla quale sono stati rotti i tre provini sono 50kPa, 200kPa e 350kPa, scelti per intervallare in maniera adeguata la tensione.

Argilla Limosa

Tabella 4-13: Sintesi dei dati caratterizzanti la prova Tx su Argilla Limosa

Pressione Isotropica Iniziale	50kPa	200kPa	350kPa
Tipo	TxCU	TxCU	TxCU
Cella numero	3	2	1
Note	50kPa	200kPa	350kPa
Diametro provino [cm]	3.8	3.8	3.8
Altezza provino [cm]	7.64	7.79	7.75
Sezione provino [cm ²]	11.34	11.34	11.34
Peso netto prima della prova [g]	177.4	181.4	180.7
Numero Tara	295	171	39
Peso Tara [g]	32.812	34.485	33.323
Tara + Peso umido finale [g]	219.4	222.8	219.5
Peso umido finale [g]	186.6	188.3	186.2
Tara + Peso secco finale[g]	187.6	192.4	190.3
Peso secco finale [g]	154.8	157.9	157.0
Fase	SATURAZIONE	SATURAZIONE	SATURAZIONE
Press. in cella finale [kPa]	403	403	403
Back Pressure finale [kPa]	400	400	400
Saturazione iniziale [%] (B-check)	96	95	96
Fase	CONSOLIDAZIONE	CONSOLIDAZIONE	CONSOLIDAZIONE
Press. in cella [kPa]	450	600	750
Back Pressure [kPa]	400	400	400
Fase	ROTTURA (TAGLIO)	ROTTURA (TAGLIO)	ROTTURA (TAGLIO)
Pressione in cella [kPa]	450	600	750
Back Pressure [kPa]	400	400	400
Velocità della prova [mm/min]	0.07	0.07	0.07
Contenuto d'acqua iniziale [%]	15.60	15.60	15.6
Contenuto d'acqua finale [%]	20.54	19.25	18.60
Peso specifico [g/cm ³]	2.736	2.736	2.736

In *figura 4-25* vengono descritte le curve sforzi-deformazioni durante la fase di taglio nelle 3 pressioni di consolidazione adottate; In *figura 4-26* invece viene visualizzato l'andamento delle sovrappressioni interne all'aumentare della deformazione assiale:

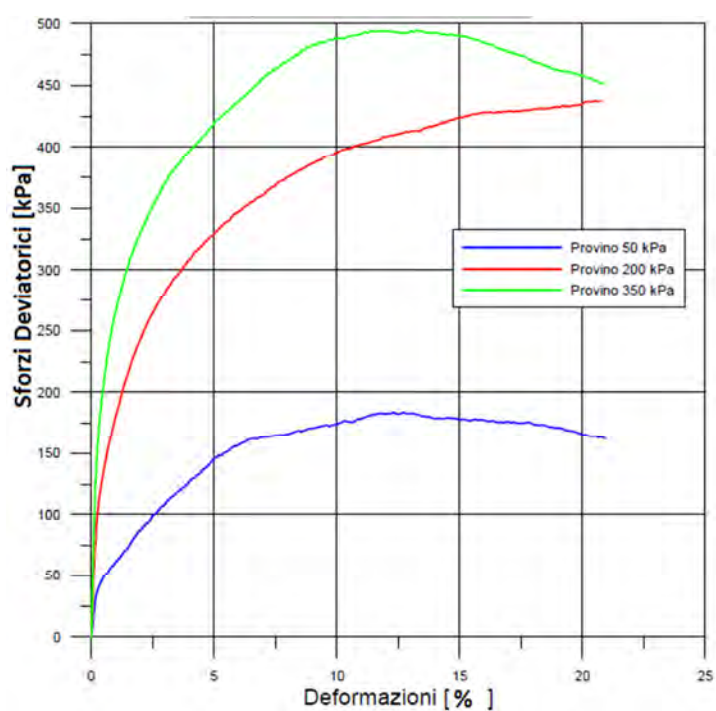


Figura 4-25: Andamento sforzi-deformazioni assiali dell'argilla limosa

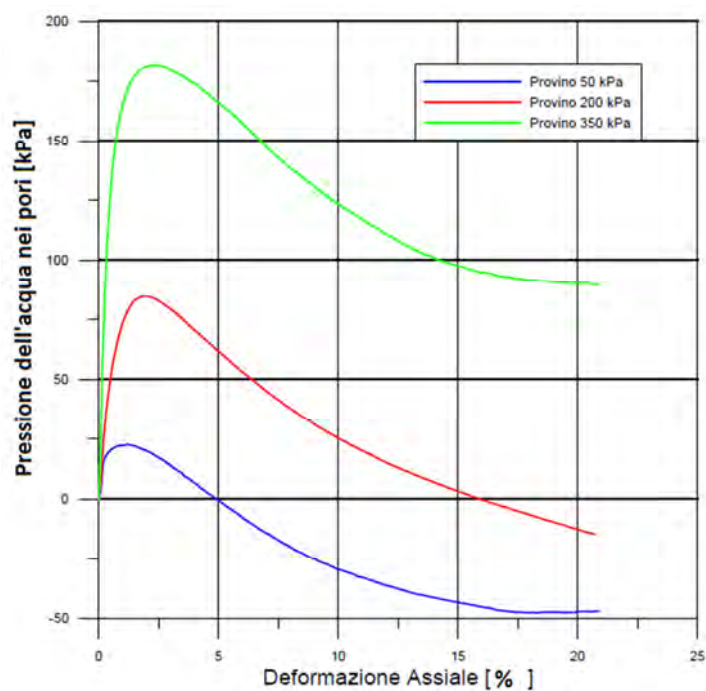


Figura 4-26: Andamento delle pressioni interstiziale all'aumentare delle deformazioni dell'argilla limosa

In figura 4-27 sono descritti gli stress path delle tre prove alle varie pressioni di consolidazione, dando un'indicazione anche della retta che unisce le coppie "critiche", grazie alla quale sono ricavabili anche per via grafica l'angolo di attrito interno ϕ' (pendenza) e la coesione c' (intersezione con l'asse delle ordinate) dell'argilla limosa:

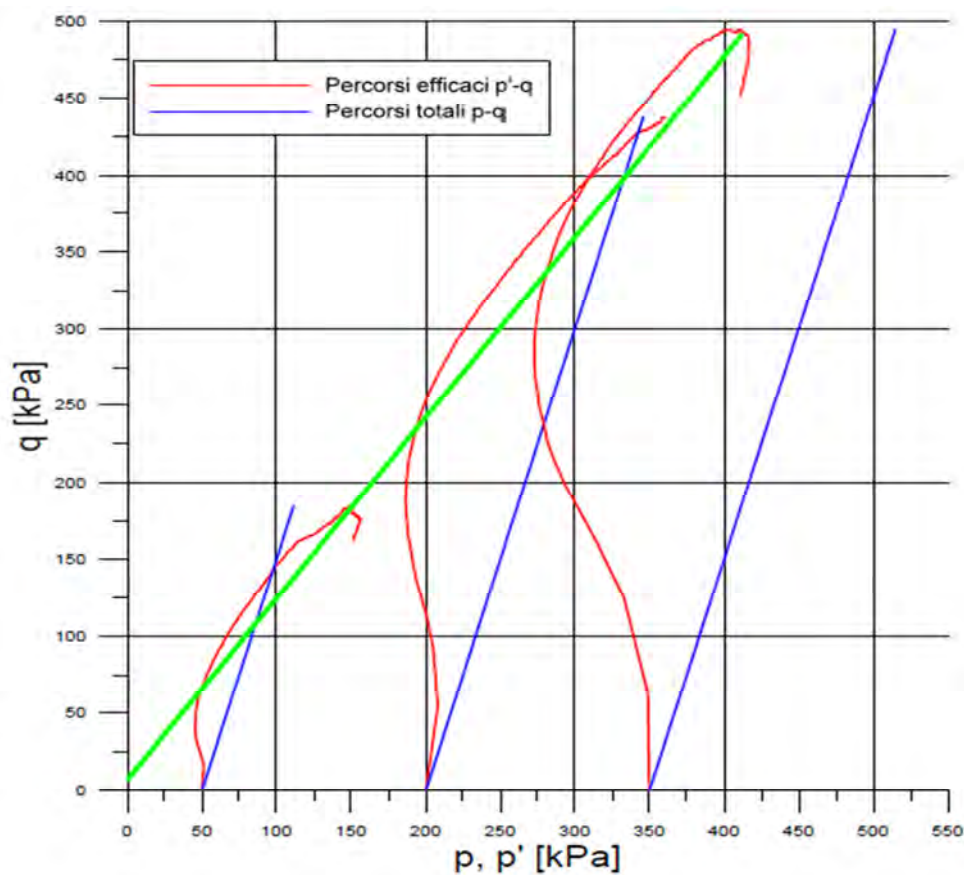


Figura 4-27: Stress path dell'argilla limosa con retta interpolatrice delle coppie "critiche"

E' possibile quindi riassumere le caratteristiche dell'argilla limosa nella tabella 4-14:

Materiale	Argilla Limosa
Angolo di attrito interno ϕ' [°]	30.4
Coesione efficace c' [kPa]	10.0

Tabella 4-14: Caratteristiche meccaniche dell'argilla limosa

Tout-Venant con matrice argillosa

Gli stessi grafici e tabelle vengono riproposti per il materiale che è stato scelto di studiare per utilizzarlo come riempimento:

Tabella 4-15: Sintesi dei dati caratterizzanti la prova Tx su Tout-Venant

Pressione Isotropica Iniziale	50kPa	200kPa	350kPa
Tipo	TxCU	TxCU	TxCU
Cella numero	2	3	1
Note	50kPa	200kPa	350kPa
Diametro provino [cm]	3.8	3.8	3.8
Altezza provino [cm]	7.87	7.84	7.84
Sezione provino [cm ²]	11.34	11.34	11.34
Peso netto prima della prova [g]	190.6	185.1	183.1
Numero Tara	295	39	160
Peso Tara [g]	32.812	33.323	34.335
Tara + Peso umido finale [g]	228.5	221.5	220.2
Peso umido finale [g]	195.7	188.2	185.9
Tara + Peso secco finale [g]	202.9	198.5	198.1
Peso secco finale [g]	170.1	165.2	163.8
Fase	SATURAZIONE	SATURAZIONE	SATURAZIONE
Press. in cella finale [kPa]	403	403	403
Back Pressure finale [kPa]	400	400	400
Saturazione iniziale [%] (B-check)	97	98	96
Fase	CONSOLIDAZIONE	CONSOLIDAZIONE	CONSOLIDAZIONE
Press. in cella [kPa]	450	600	750
Back Pressure [kPa]	400	400	400
Fase	ROTTURA (TAGLIO)	ROTTURA (TAGLIO)	ROTTURA (TAGLIO)
Pressione in cella [kPa]	450	600	750
Back Pressure [kPa]	400	400	400
Velocità della prova [mm/min]	0.07	0.07	0.07
Contenuto d'acqua iniziale [%]	12.50	12.50	12.50
Contenuto d'acqua finale [%]	15.05	13.92	13.49
Peso specifico [g/cm ³]	2.737	2.737	2.737

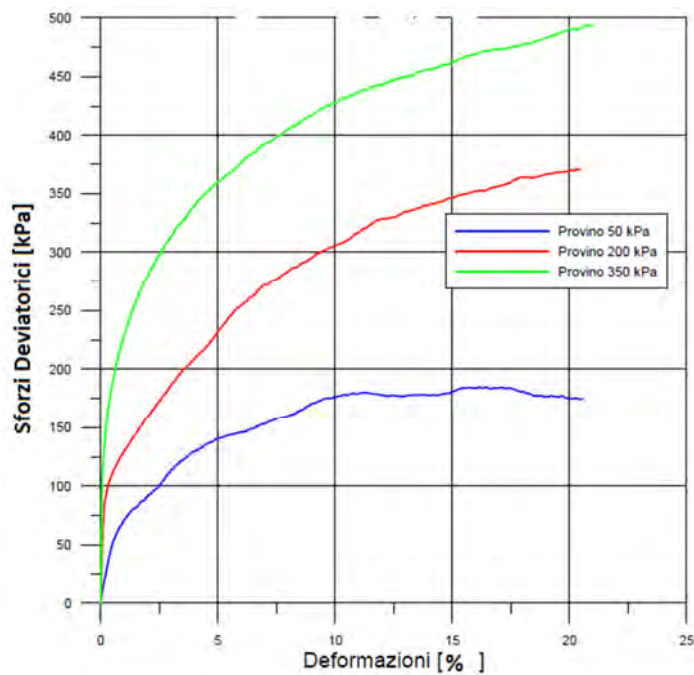


Figura 4-28: Andamento sforzi-deformazioni assiali del Tout-Venant (misto)

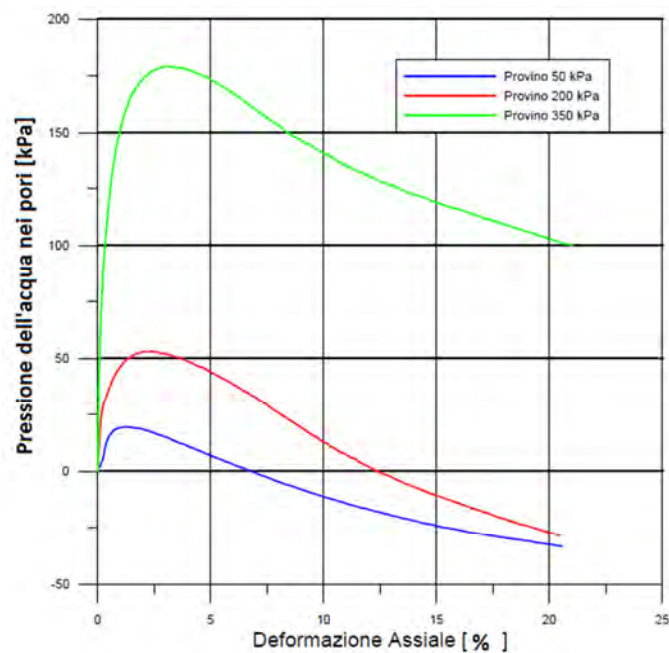


Figura 4-29: Andamento delle pressioni interstiziale all'aumentare delle deformazioni del Tout-Venant (misto)

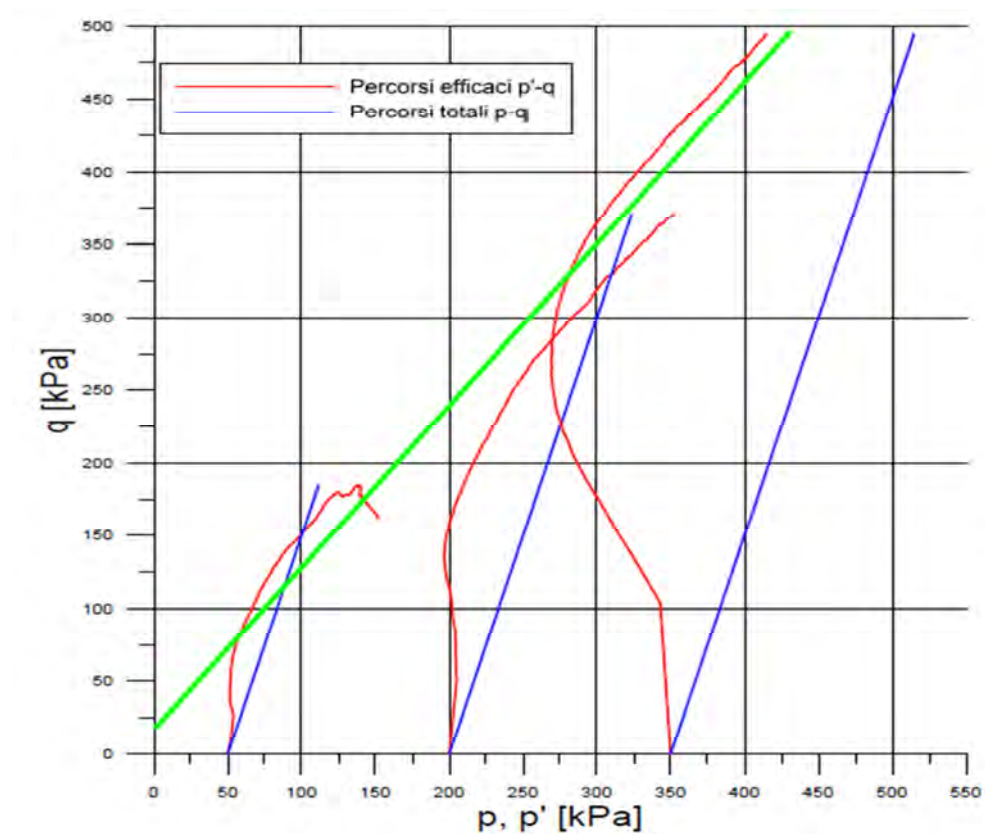


Figura 4-30: Stress path del Tout-Venant (misto) con retta interpolatrice delle coppie “critiche”

Come per l'argilla limosa, anche per il Tout-Venant vengono riassunte le caratteristiche rilevate nella *tabella 4-16*:

Materiale	Tout-Venant
Angolo di attrito interno ϕ' [°]	29.9
Coesione efficace c' [kPa]	15.0

Tabella 4-16: Caratteristiche meccaniche del Tout-Venant (Misto)

4.2.2. Permeabilità

Prima della terza fase di rottura dei provini della prova triassiale è possibile eseguire un test per valutare la permeabilità del materiale, studiato alle tre diverse pressioni di consolidazione; questo è avviene grazie alla possibilità, sempre tramite la cella triassiale e il sistema di valvole che regola le varie pressioni, di dare un gradiente idraulico tra i due estremi del provino e valutare il volume d'acqua che filtra in un determinato lasso di tempo.

Il volume d'acqua filtrato ed il tempo impiegato vengono registrati da dei trasduttori che, ad intervalli regolari immagazzinano i dati: in un primo momento della prova i risultati non vengono considerati per la valutazione del coefficiente di permeabilità poichè si esclude il tempo necessario affinché il flusso d'acqua all'interno del provino entri a regime; una volta stabilito, per via grafica, che questo sia avvenuto, si registrano una serie di dati sufficienti per avere l'andamento stabile della filtrazione.

Per ogni provino, conoscendo i dati geometrici del provino stesso ed il gradiente idraulico imposto, è possibile calcolare il coefficiente di permeabilità k tramite la formula:

$$k = \frac{V_{H_2O} \cdot H_p}{t \cdot \Delta h \cdot A_p}$$

dove V_{H_2O} è il volume d'acqua filtrato registrato

H_p è l'altezza del provino

t è il tempo registrato in secondi

Δh è il gradiente idraulico imposto

A_p è l'area del provino.

Il gradiente imposto nelle nostre prove è di 300 cm d'acqua, ricreato tramite l'applicazione di un dislivello di pressione di 30 kPa .

I risultati ottenuti vengono riassunti nella *tabella 4-17* e l'andamento dei coefficienti di permeabilità vengono descritti dalla *figura 4-31*:

	k Argilla Limosa [m/s]	k Tout-Venant [m/s]
50 kPa	$2.4 \cdot 10^{-9}$	$9.8 \cdot 10^{-10}$
200 kPa	$5.2 \cdot 10^{-10}$	$3.6 \cdot 10^{-10}$
350 kPa	$3.2 \cdot 10^{-10}$	$2.1 \cdot 10^{-10}$

Tabella 4-17: Coefficienti di permeabilità dei due materiali al variare della pressione di consolidazione

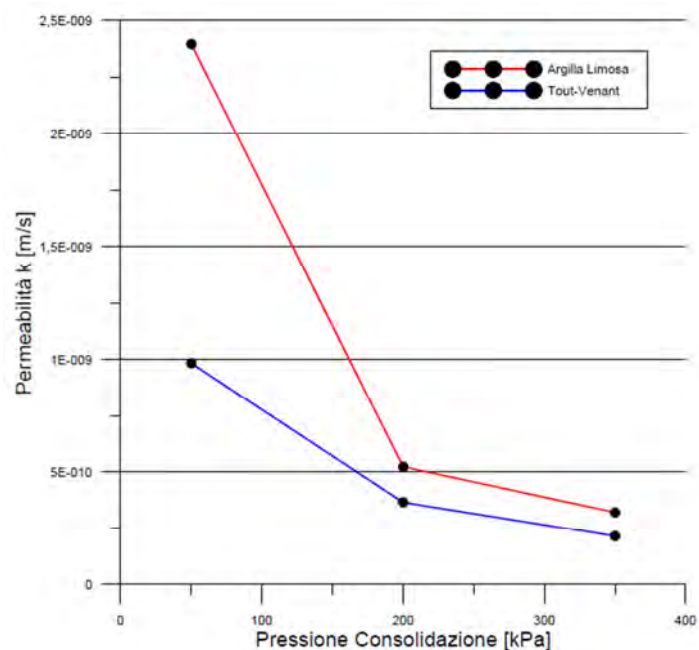


Figura 4-31: Andamento della permeabilità dei due materiali studiati

Stranamente, si può notare come il Tout-Venant risulti leggermente meno permeabile dell'argilla limosa: questo è quasi sicuramente dovuto innanzi tutto a delle imperfezioni di riproduzione dei provini ed in secondo luogo, al fatto che il materiale utilizzato per il confezionamento è sempre passante al vaglio ASTM40; vista la natura pressochè identica dal punto di vista fisica dell'argilla limosa e della matrice argillosa del Tout-Venant, il risultato ottenuto nella prova di permeabilità rientra nella norma.

Andando ad applicare questo coefficiente nei modelli successivi, si otterrebbe come risultato un'uniformità di comportamento tra setto impermeabilizzante, letto impermeabile e materiale di riempimento: per questo motivo, nei modelli verranno sostituite le permeabilità rilevate dalle prove con quelle limite di progetto, facendo così una verifica ampiamente a favore di sicurezza.

4.3. CONCLUSIONI

Tutte le prove eseguite hanno contribuito ad ottenere un quadro generale delle caratteristiche meccaniche e fisiche dei due materiali e valutarne preventivamente il comportamento: vengono riportate nella tabella di conclusione del capitolo tutte le grandezze utili per la taratura dei modelli che verranno illustrati nel capitolo seguente.

	Argilla Limosa	Tout-Venant
Peso specifico G_s [g/cm ³]	2.736	2.737
Limite liquido W_L [%]	44	44
Limite plastico W_p [%]	27	24
Indice Plasticità I_p [%]	17	18
Contenuto in acqua optimum w_{op} [%]	15.6	12.4
Peso di volume maximum γ_d [kN/m ³]	17.4	18.6
Angolo di attrito interno ϕ' [°]	30.4	29.9
Coesione efficace c' [kPa]	10.0	15.0
Coefficiente di permeabilità k [m/s]	Da $2.4 \cdot 10^{-9}$ a $3.2 \cdot 10^{-10}$	Da $9.8 \cdot 10^{-10}$ a $2.1 \cdot 10^{-10}$

Tabella 4-18: Riassunto caratteristiche rilevate dei due materiali

5. MODELLAZIONE

In questo capitolo vengono illustrati i modelli di calcolo agli elementi finiti degli argini in terra descritti: questo è possibile grazie alle caratteristiche meccaniche e fisiche riscontrate durante le prove di laboratorio, le misure geometriche di progetto e l'implementazione di un programma di calcolo in grado di calcolare equilibri e filtrazioni di un corpo arginale.

Sono illustrati i principi alla base del programma GEOSLOPE 7, in grado di far fronte in modo veloce e semplice a calcoli iterativi tipici del metodo agli elementi finiti.

Vengono poi esposti i modelli realizzati e i risultati ottenuti, consentendo di stabilire in buona approssimazione la validità e la sicurezza del progetto.

5.1. INTRODUZIONE A GEOSLOPE 7

Il programma di calcolo *GeoSlope 7*, della *GeoSlope International*, è specifico per lo studio di opere in terra, e dà la possibilità di schematizzare moltissimi scenari ed analizzarli numerose dinamiche e punti critici di un progetto che preveda una risposta dei terreni naturali o rimaneggiati.

La suddivisione in moduli del programma consente di focalizzarsi su ciascun problema separatamente (filtrazione, stabilità, ecc.), ma consentendo l'incatenamento su più livelli delle varie analisi, è in grado di fornire risultati coerenti a tutti gli scenari proposti contemporaneamente.

5.1.1. Teoria dell'equilibrio limite

Lo scopo nello studio di un rilevato in terra o un pendio naturale è quello di stabilire un coefficiente di sicurezza alla mobilità del terreno, andando a confrontare le azioni destabilizzanti, come carichi al di sopra della *linea di influenza* (linea teorica ortogonale al pendio sulla quale l'applicazione di un carico non influenza il coefficiente di sicurezza del pendio stesso) o moti di filtrazione all'interno del terreno, con le azioni resistenti che si oppongono al moto.

Le equazioni iterative alla base delle soluzioni sono quelle classiche dell'analisi all'equilibrio limite introdotto da *Fellenius* (1936): l'idea è quella di analizzare il pendio o il rilevato sezione per sezione, quindi riconducendo il problema ad uno equivalente

piano; ipotizzando la superficie di rottura come un arco di cerchio e analizzando tutte le circonferenze possibili che descrivano il piano di scivolamento, si suddivide il probabile volume

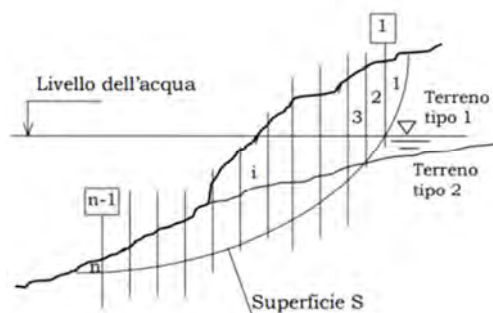


Figura 5-1: Schema di suddivisione del pendio in conci

soggetto a scorrimento in n conci tramite $n-1$ tagli verticali, come in *figura 5-1*. A questo punto si può analizzare l'equilibrio del volume di terreno tramite l'equilibrio di ogni singolo concio alla traslazione, orizzontale e verticale, e ai momenti agenti, considerando le condizioni al contorno (carichi esterni e sollecitazioni note) e le interazioni tra un concio e l'altro. L'equazione generale per l'equilibrio del generico concio sarà (*figura 5-2*):

$$F_S = \frac{\sum_1^n c' \Delta l_i + N'_i \tan \varphi'_i}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove:

- n è il numero di conci
- c' è la coesione efficace
- W_i è il peso dell' i -esimo concio
- α_i è l'angolo di inclinazione del concio i -esimo rispetto alla verticale
- Δl_i è la lunghezza di base del concio i -esimo
- φ' è l'angolo di attrito interno del terreno dell' i -esimo concio
- N'_i è la reazione del terreno naturale alla base dell' i -esimo concio

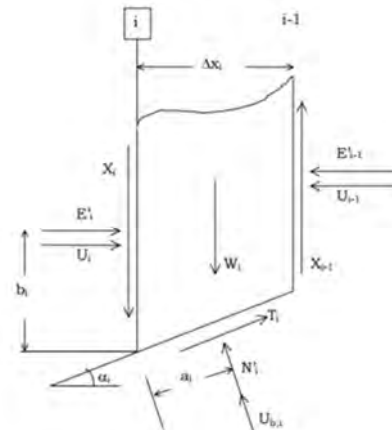


Figura 5-2: Geometria del concio i -esimo e forze agenti su di esso

Essendo un problema fortemente indeterminato, in cui le incognite superano di gran lunga le condizioni al contorno note e le equazioni che governano il problema, si dovranno assumere delle ipotesi semplificative o non considerare alcune interazioni, in modo da ottenere un procedimento iterativo e convergente alla possibile soluzione finale.

Nel corso degli anni sono stati molti coloro che hanno proposto semplificazioni al metodo in modo da renderlo più veloce e utilizzabile: *Janbu* (1953), *Bishop* (1955) e altri. Con l'avvento dell'elettronica e dell'informatica e la disponibilità di una potenza di calcolo superiore rispetto a prima, i metodi sono stati evoluti e raffinati, andando ad ottenere soluzioni sempre più precise: il metodo che viene usato per la stabilità dei rilevati di terreno, che andranno a costituire gli argini, sottoposti a questo studio è proprio uno di questi, *Morgenstern-Price* (1965), che tiene in considerazione tutte le possibili equazioni di iterazione andando ad appesantire l'onere di calcolo a favore di un risultato più realistico e preciso.

5.1.2. Teoria della filtrazione

Il flusso d'acqua all'interno dei terreni e le grandezze fisiche che la regolano sono parametri fondamentali nello studio geotecnico di un sito o di un'opera in terra; in particolar modo, sono di fondamentale importanza le filtrazioni e le loro velocità, le pressioni interstiziali che si vengono a creare con la presenza di acqua e che influiscono sulla resistenza dei terreni, l'interazione tra terreni e molecole d'acqua o leganti.

In GeoSlope 7, questi parametri vengono studiati sempre secondo il metodo degli elementi finiti: andando cioè a suddividere il campo di filtrazione in parti o *Mash*, immettendo delle condizioni al contorno come i carichi idraulici o i flussi d'acqua imposti, e procedendo per

passaggi iterativi fini alla convergenza ad un'unica soluzione delle equazioni che governano il moto di filtrazione.

Le condizioni iniziali del terreno vengono imposte dall'utente, andando a stabilire se il materiale sia già saturo o parzialmente saturato ed impostando il contenuto d'acqua iniziale.

Il programma basa lo studio sulla *teoria di Darcy* (1856), che descrive il moto di un fluido all'interno di un mezzo poroso saturo:

$$q = ki$$

dove q è la portata specifica misurata in una sezione misurata in m^2/s
 k è il coefficiente di permeabilità del mezzo poroso misurata in m/s
 i è il gradiente idraulico a cui è sottoposto il mezzo misurato in m

Originariamente la legge di Darcy venne studiata solo per mezzi porosi perfettamente saturi, ma ricerche successive (*Richards* nel 1931 e *Childs & Collins-George* nel 1950) hanno dimostrato che si adatta sufficientemente bene anche a terreni parzialmente saturi come nel nostro caso di studio: l'unica differenza è che la conduttività idraulica caratteristica del mezzo non è più costante ma varia nel tempo in base al contenuto d'acqua e alla pressione interstiziale presente.

Inoltre successivi studi hanno permesso di studiare il flusso di filtrazione in due dimensioni, andando a formulare delle equazioni differenziali che considerano differenti conduttività idrauliche a seconda delle direzioni scelte.

5.1.3. Spiegazione del programma di calcolo

Il programma GeoSlope 7, come detto nell'introduzione, è suddiviso in moduli: per il presente studio sono stati usati due di questi:

- SEEP/W: studia i processi di filtrazione dal punto di vista quantitativo e temporale, considerando le caratteristiche fisiche e granulometriche dei materiali inseriti;
- SLOPE/W: analizza i possibili meccanismi di ottura del corpo in terra andando ad iterare le formule del metodo all'equilibrio limite.

La base geometrica viene modellata comunemente ad entrambi gli studi e le verifiche vengono collegate per tenere in considerazione tutti i processi che potrebbero influenzare vicendevolmente le diverse analisi.

Modello geometrico

Come primo passaggio si impostano la pagina di lavoro, le scale dimensionali nelle due direzioni, gli assi cartesiani che servono ad avere dei riferimenti nei risultati delle analisi e la griglia, utile per disegnare in maniera corretta e precisa il rilevato oggetto di studio.

Fatto ciò si procede con un'operazione di semplice Drawing, ovvero disegnare tramite polilinee ed elementi semplici lo schema dell'argine in terra, le quote di massimo invaso, le diverse aree di terreni. Per fare ciò bisogna stabilire quale sia la "quota 0" di riferimento: questo è molto importante per quando adremo ad immettere le condizioni al contorno riferite al carico idraulico dell'invaso della cassa di espansione.

Bisogna fare attenzione anche a graficare in maniera corretta la stratificazione del sottosuolo, alla quale andremo a dare le diverse caratteristiche fisiche e meccaniche a seconda del tipo di terreno. Una volta completato l'intero disegno, si può procedere alla creazione delle *Regioni*: ovvero delle aree chiuse alle quali sarà in seguito possibile assegnare le caratteristiche del terreno studiate.

Come ultimo passaggio di questa fase si inseriscono i nodi e le linee utili per l'assegnazione di condizioni al contorno: in questo caso, un nodo utile è quello di intersezione tra la linea di massimo invaso e il paramento inclinato dell'argine, dal quale verrà fatta iniziare la condizione al contorno del carico idraulico.

Tipologie di analisi

Ogni modulo presenta delle opzioni che permettono di caratterizzare gli input del modello in base al tipo di risultato che si vuole ottenere: si può ad esempio pensare ad una situazione a tempo infinito o uno scenario in evoluzione, le cui soluzioni cambiano con il passare del tempo; vengono qui riportati delle brevi descrizioni delle analisi che sono state svolte:

SEEP/W:

- *Analisi a tempo infinito (Steady State)*: è un'analisi sullo scenario che si presenta all'interno del corpo arginale dopo un tempo sufficiente affinché la totalità del terreno si sia imbibito e si sia stabilito un flusso di filtrazione costante; questa è in genere, la condizione statica più gravosa;
- *Analisi in evoluzione (Transient)*: come si può dedurre dal nome, si ipotizza un arco di tempo (in questo caso il tempo di permanenza del massimo livello d'invaso nella cassa) e si verifica quale può essere la condizione dell'argine a vari intervalli di tempo, valutando così anche il fenomeno di filtrazione in evoluzione.

SLOPE/W:

- *Stabilità globale*: è la più classica applicazione del metodo di stabilità delle strisce precedentemente illustrato, prendendo come condizioni al contorno quelle del tempo del modello in cui la verifica viene svolta; proprio per questo motivo, questa verifica è stata fatta in modo da risultare "figlia" dei risultati delle varie analisi di filtrazione, in modo da avere diversi scenari di condizioni al contorno;
- *Stabilità ad intervalli prestabiliti*: il tipo di analisi è la stessa della precedente, ma si fa in modo di verificare il coefficiente di sicurezza in condizioni particolari; in questo studio è stato simulato uno svasso rapido, in modo da verificare la stabilità in presenza di probabili filtrazioni all'interno del corpo arginale che potrebbero ridurre significativamente il coefficiente di sicurezza

Materiali

La fase di assegnazione dei materiali e terreni alle varie regioni è probabilmente quella che caratterizza di più il funzionamento corretto del modello: infatti, tramite delle scelte di grandezze fisiche e meccaniche, è possibile descrivere in maniera molto realistica il comportamento del materiale.

A seconda del tipo di analisi vengono richiesti dal programma caratteristiche diverse: nel modulo SEEP/W infatti, si possono scegliere opzioni che riguardano lo stato di saturazione iniziale, il coefficiente di permeabilità, la legge di conduttività idraulica in funzione della pressione di confinamento (il programma fornisce dei database che possono essere scelti in base al contenuto di particelle fini o alla natura del terreno) e la legge del contenuto d'acqua, sempre in funzione allo stato tensionale del terreno (anche questa ricavabile da un database del programma); per il modulo SLOPE/W invece vengono richieste caratteristiche più meccaniche, a partire dalla legge di resistenza del terreno che si vuole utilizzare, l'angolo di attrito interno, la coesione efficace e il peso di volume.

Nella *tabella 5-1 e 5-2* vengono riportate le grandezze scelte per i modelli svolti.

Tabella 5-1: Input sui materiali per le analisi di filtrazione

SEEP/W				
Terreni	Argilla Limosa	Tout-Venant	Ghiaia	Argilla di base
Tipologia	Saturated/Unsaturated	Saturated/Unsaturated	Saturated only	Saturated only
Coefficiente di permeabilità k [m/s]	Hydraulic conductivity function: X-conductivity vs. Pore-Water Pressure	Hydraulic conductivity function: X-conductivity vs. Pore-Water Pressure	10^{-4}	10^{-6}
Funzione di permeabilità	Funzione descritta con dati permeabilità di laboratorio (figura 5-3)	Stimato dal database Geoslope (figura 5-4)	/	/
Volume del contenuto d'acqua [m ³ /m ³]	Volum water content function	Volum water content function	0.3 (stimato)	0.3 (stimato)
Funzione del contenuto d'acqua	Stimato da database Geoslope (figura 5-5)	Stimato da database Geoslope (figura 5-6)	/	/

Tabella 5-2: Input sui materiali per le analisi di stabilità

SLOPE/W				
Terreni	Argilla Limosa	Tout-Venant	Ghiaia	Argilla di base
Modello del materiale	Mohr/Coulomb	Mohr/Coulomb	Mohr/Coulomb	Mohr/Coulomb
Peso di volume [kN/m ³]	17.4	18.6	20.0	19.0
Coesione [kPa]	10.0	10.0	0.0	0.0
Angolo d'attrito interno ϕ' [°]	30.4	29.8	37.0	30.0
Volume del contenuto d'acqua [m ³ /m ³]	Stimato da database Geoslope (figura 5-5)	Stimato da database Geoslope (figura 5-6)	0.3 (stimato)	0.3 (stimato)

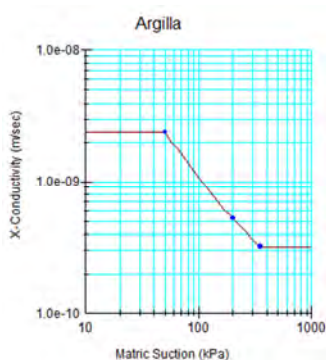


Figura 5-3: Funzione della variazione della conduttività idraulica dell'argilla limosa con la suzione

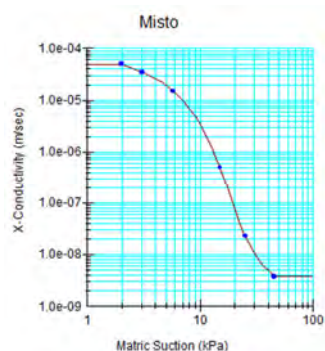


Figura 5-4: funzione della conduttività idraulica del Tout-Venant con la suzione (da database GeoSlope)

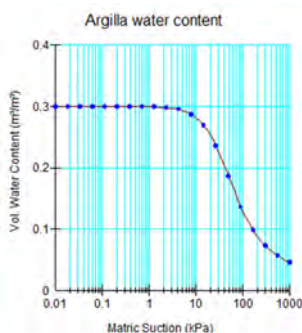


Figura 5-5: funzione del contenuto d'acqua dell'argilla limosa con la suzione (da database GeoSlope)

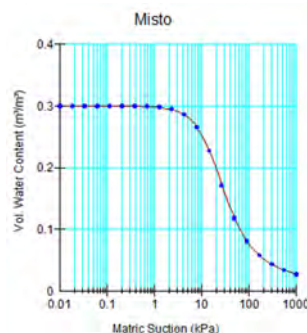


Figura 5-6: funzione del contenuto d'acqua del Tout-Venant con la suzione (da database GeoSlope)

Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno sono fondamentali per descrivere il più realisticamente possibile i fenomeni reali che si verificheranno una volta che l'opera entrerà in funzione.

Per schematizzarle, il programma Geoslope 7 permette di attribuire le caratteristiche note a linee e nodi, gestendo così ogni condizione anche in maniera grafica. Queste possono essere di varia natura: nel nostro studio, le condizioni al contorno note sono essenzialmente i carichi che il massimo invaso fornisce al paramento degli argini.

Sono state pensate delle condizioni particolari per simulare il rapido vuotamento della cassa, andando a stabilire una legge di fuoriuscita dell'acqua dal sistema schematizzato in step successivi nell'arco di un'ora.

Di seguito, in tabella 5-3 vengono riportate tutte le condizioni al contorno usate nei modelli:

Tabella 5-3: Condizioni al contorno inserite nei modelli

Condizioni al contorno			
Condizione	Carico idraulico d'invaso	Piano Campagna	Vuotamento
Colore			
Tipo di condizione	Carico idraulico costante [m]	Carico idraulico costante [m]	Funzione di variazione nel tempo del carico idraulico
Funzione descrittiva	/	/	Carico idraulico/tempo di vuotamento [m/s] (figura 5-7)

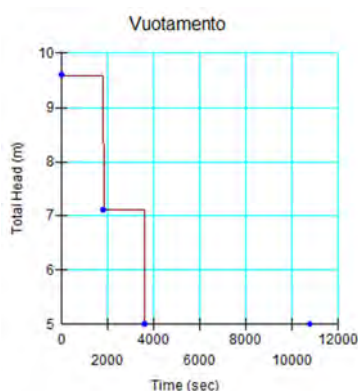


Figura 5-7: funzione di vuotamento del serbatoio create per step.

5.2. MODELLI

Una volta impostate le caratteristiche descritte nel sottocapitolo precedente (5.1), si può procedere con l'avvio dell'analisi. Conclusa l'iterazione, è possibile visualizzare diversi risultati schematizzati per colore e di facile lettura.

Ne sono un esempio i diversi schemi che rappresentano l'andamento delle pressioni interstiziale, la velocità di flusso all'interno del corpo arginale, il carico idraulico nelle varie zone di terreno e il contenuto d'acqua, nonché la linea di scivolamento per la verifica di stabilità e il rispettivo coefficiente di sicurezza. Il programma da questi risultati sottoforma di colorazione delle diverse aree, passando da colori più caldi per le zone con grandezza maggiore a colori più freddi per le zone meno sollecitate.

Le analisi numeriche di seguito illustrate hanno consentito di valutare se in corrispondenza delle sezioni in studio, la geometria di progetto con la presenza dell'eventuale nucleo sia tale da dissipare l'intera differenza di carico idraulico tra monte e valle. Tale controllo è indispensabile ai fini della stabilità dell'opera in quanto mira alla verifica della possibile fuoriuscita della superficie piezometrica dal paramento di valle che determinerebbe l'erosione della scarpata.

Nella tabella 5-4 vengono riassunte le analisi svolte in ordine temporale: ciascun iter è stato ripetuto per tutti e tre gli argini studiati.

Tabella 5-4: Schema delle analisi svolte con GeoSlope 7 per ogni sezione di argine

N. Analisi	Modulo	Tipo di analisi	Dipendenza analisi	Spiegazione
1	SEEP/W	Steady-State	Nessuna	Verifica dello stato di carico idraulico e pressione interna a "tempo infinito" dell'argine
2	SLOPE/W	Steady-State	Analisi 1	Verifica della stabilità e dei coefficienti di sicurezza dei versanti dell'argine
3	SEEP/W	Sifonamento	Analisi 1	Verifica del rapporto tra gradiente critico i_c e gradiente idraulico i per l'eventuale instaurarsi del fenomeno di sifonamento.
4	SEEP/W	Transient (10800 s)	Analisi 1	Verifica delle condizioni di pressione e carico idraulico dopo un vuotamento rapido (1h)
5	SLOPE/W	Transient (3600 s)	Analisi 4	Verifica della stabilità del versante lato-cassa dopo un vuotamento rapido
6	SEEP/W	Transient (259200 s)	Nessuna	Verifica delle condizioni di pressione interna e carico idraulico dopo un tempo di permanenza dell'invaso pari al tempo massimo dell'onda di piena (3 giorni)

5.2.1. Argine A-A

L'argine A-A è l'argine a valle, verso sud; la tipologia di argine è quella con setto impermeabilizzante, con lo scopo di delimitazione del volume di invaso.

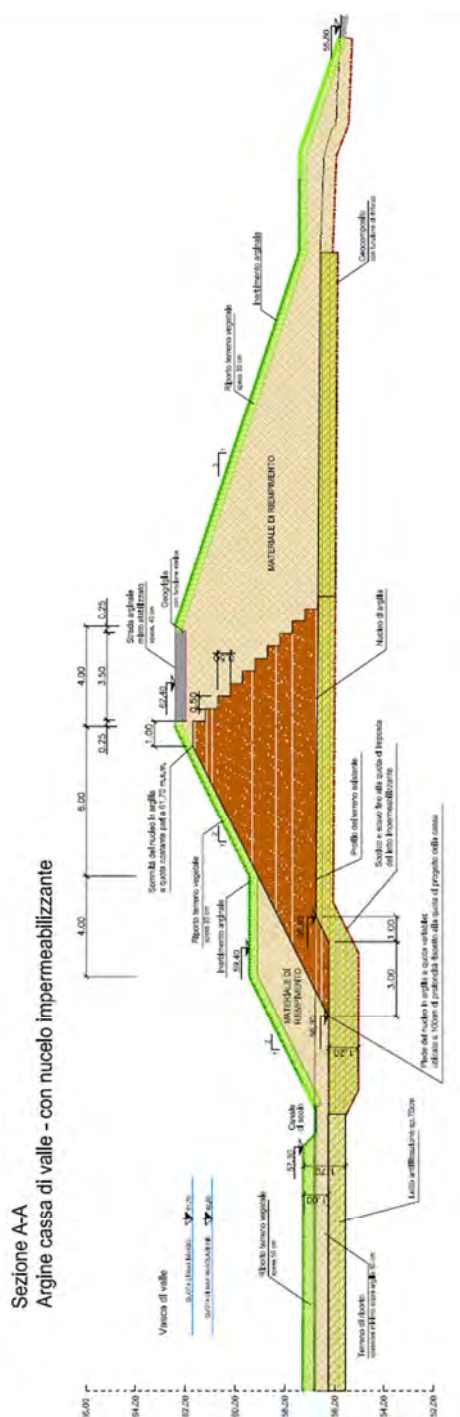


Figura 5-8: Sezione A-A dell'argine Sud della cassa di valle (da "tavole del progetto definitivo" [6])

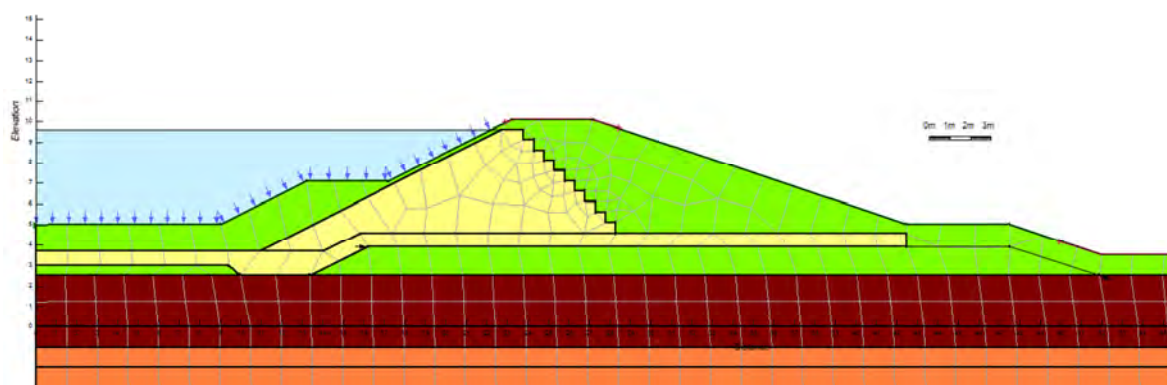


Figura 5-9: Schematizzazione generale dell'argine A-A

Le condizioni al contorno immesse sono:

- Carico idraulico costante detto “*Head*” per il paramento di monte in cui si assume cautelativamente che il carico totale sia pari alla quota di massimo invaso (61.70 m slm), che corrisponde a 9.60 m nel sistema di riferimento relativo (*figura 5-10*);
- Carico idraulico costante per il paramento di valle in cui si impone il valore del carico pari a quello della quota del piano campagna (55.80 m slm) che nel sistema di riferimento relativo corrisponde ad una quota di 3.50 m (*figura 5-11*);

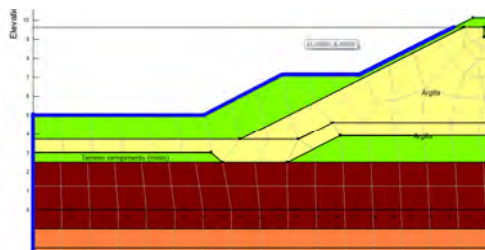


Figura 5-10: condizione al contorno del carico idraulico lato cassa

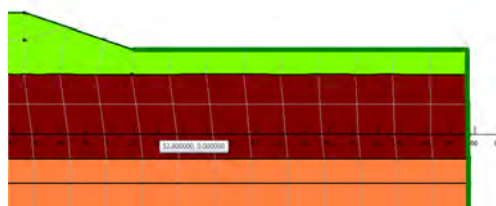


Figura 5-11: condizione al contorno del carico idraulico piano campagna

Per l'applicazione di materiali sono stati utilizzati i dati ricavati dalle prove di laboratorio e riportati nei capitoli precedenti. L'unica osservazione è quella di un cambiamento del coefficiente di permeabilità per il materiale di riempimento: questo infatti risulta essere molto basso e, per studiare una situazione più a rischio, è stato applicato un coefficiente di permeabilità pari al massimo accettabile per le condizioni di progetto, ovvero 10^{-6} m/s.

E' stato schematizzato il geotessuto applicando una resistenza a trazione di 180 kN come da progetto (*figura 5-12*) tramite il comando “*draw reinforcement loads*” che permette di schematizzare tramite semplici elementi come punti o linee elementi di rinforzo.

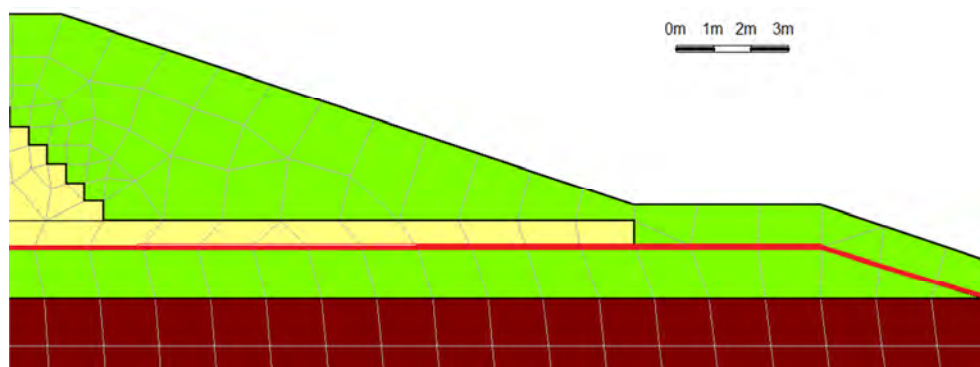


Figura 5-12: Schematizzazione dell'applicazione del geotessuto alla base del rilevato (bordato in rosso)

Risultato dell'analisi Steady-State (Analisi 1)

Gli Output ottenuti dall'analisi Steady-State per quanto riguarda i moti di filtrazione sono descritti dalle figure 5-13, 5-14 e 5-15:

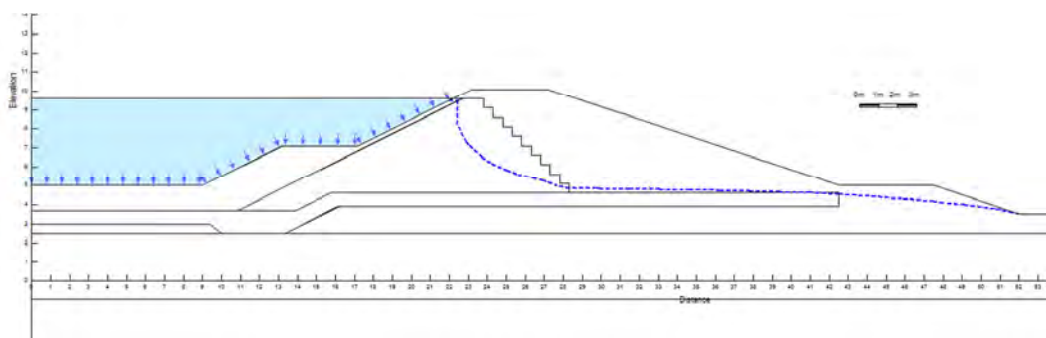


Figura 5-13: Linea della superficie piezometrica dell'argine A-A

Si può notare che la linea della superficie piezometrica (linea tratteggiata blu), per merito del nucleo impermeabilizzante, non fuoriesce dal paramento di valle: l'intera differenza di carico idraulico tra monte e valle viene completamente dissipata all'interno della sezione arginale. Tale risultato permette di affermare che il nucleo impermeabilizzante introdotto nel paramento di monte è in grado di abbattere la piezometrica evitando possibili fenomeni di ruscellamento dell'acqua lungo il paramento di valle e la possibile erosione.

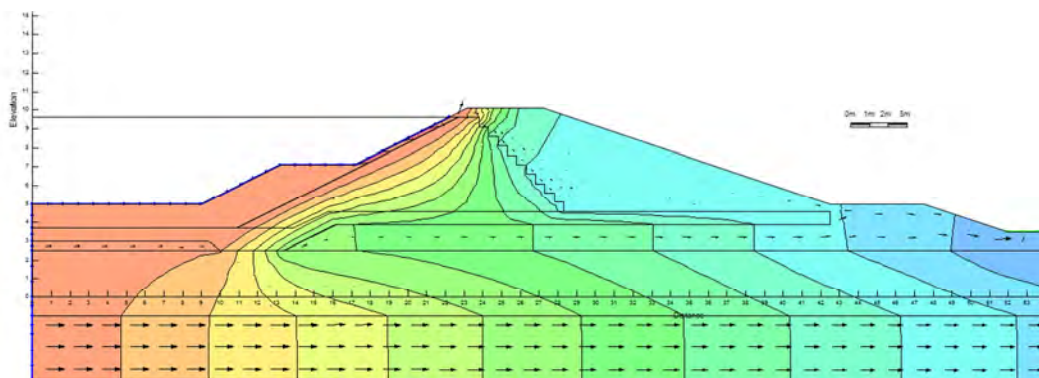


Figura 5-14: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale A-A

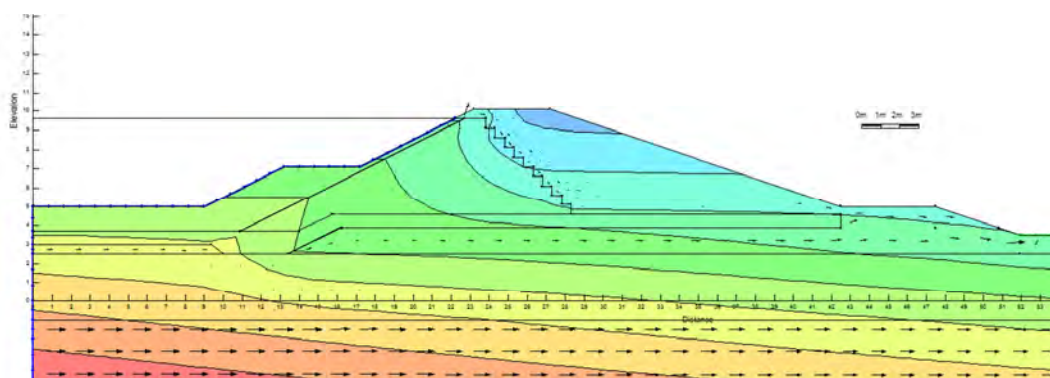


Figura 5-15: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale A-A

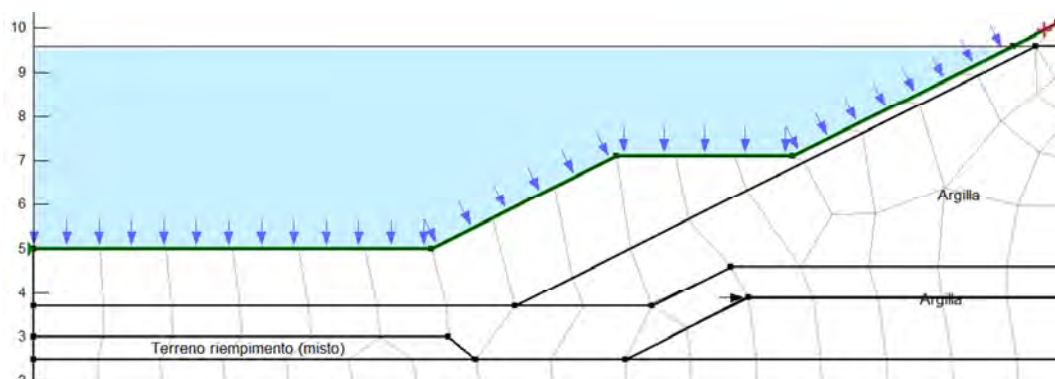


Figura 5-16: Particolare: l'alimentazione del fenomeno di filtrazione parte dal versante a contatto con l'invaso

Verifica di stabilità del versante lato-campagna (Analisi 2)

Per quanto riguarda la verifica di stabilità, le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle *Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (NTC)* e alle *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"* pubblicate a Febbraio del 2009. Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze. La normativa, per opere in materiali sciolti (6.8.2 *del NTC*) indica che le verifiche devono essere effettuate con la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2) adottando un valore pari ad **1.1** per il coefficiente parziale sulla resistenza. Di seguito vengono riportati i risultati di stabilità:

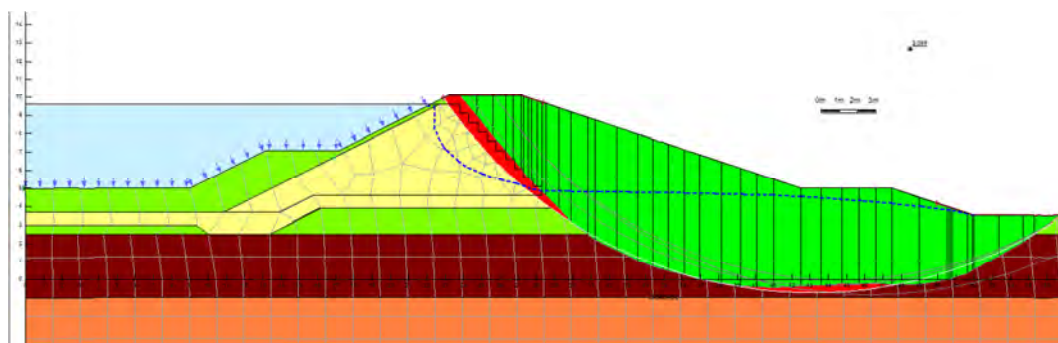


Figura 5-17: Risultato della verifica di stabilità globale dell'argine A-A lato-campagna

Il programma di calcolo da un coefficiente di sicurezza, calcolato come rapporto tra le azioni E_d e le resistenze R_d pari a 2.089, nettamente maggiore rispetto al valore di normativa di 1.1: il versante può considerarsi in sicurezza.

Nel grafico vengono riportate in rosso le zone di altre superfici di scorrimento che hanno dato un coefficiente di sicurezza ancor maggiore: la superficie di scorrimento evidenziata in verde è la meno resistente e quindi la più caratterizzante.

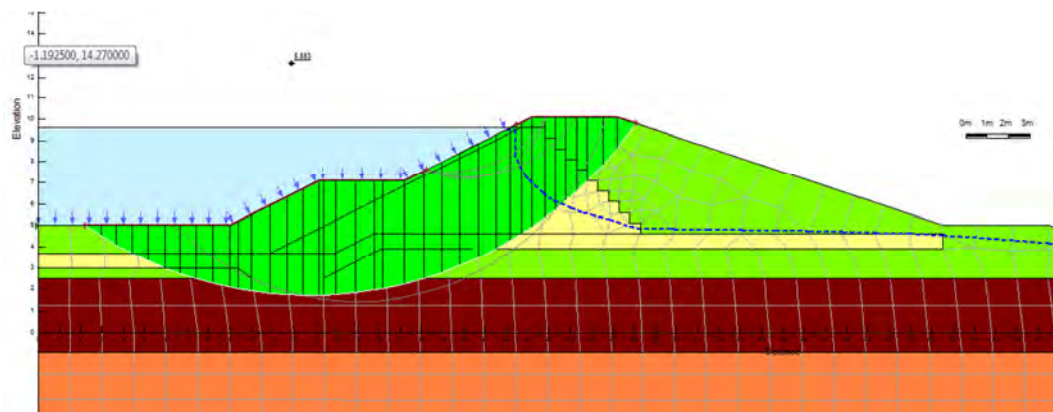


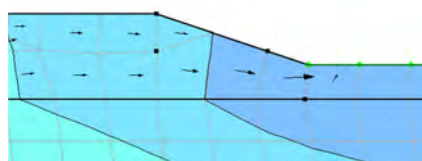
Figura 5-18: Verifica stabilità del lato vasca dell'argine A-A

Com'era prevedibile, anche il lato dell'invaso della vasca d'espansione risulta ampiamente in sicurezza (coefficiente di sicurezza oltre 5): questo perchè l'effetto dell'invaso è stabilizzante per il paramento, visto che la risultante della forza peso data dall'acqua è posta in maniera tale da contrastare il movimento di scivolamento lungo la superficie di rottura; per questo motivo vogliamo anche verificare la stabilità in presenza di un vuotamento rapido, in grado di diminuire

sensibilmente il coefficiente di sicurezza per l'instaurazione di moti di filtrazione all'interno dell'argine stesso.

Verifica a sifonamento (Analisi 3)

Per ciascuna sezione si è verificato l'eventuale sifonamento in prossimità del piede del paramento di valle. Per tale ragione, si è analizzato l'andamento del moto di filtrazione. Infatti, il fenomeno del sifonamento è direttamente correlato alla presenza dei moti di filtrazione dal basso verso l'alto. Questo moto induce sui granelli di terreno delle forze di trascinamento che tendono a sostenerli. Tale effetto può essere spinto fino al punto in cui le tensioni efficaci risultano nulle; questa è una situazione abbastanza pericolosa in quanto il terreno assume un comportamento simile a quello di un fluido e quindi non è più in grado di resistere a delle sollecitazioni taglianti. Nella porzione al piede del paramento di valle del rilevato si è riscontrato, un andamento delle linee di flusso dal basso verso l'alto: se il gradiente i stimato risultasse talmente elevato da annullare le tensioni efficaci, verrebbe compromessa la stabilità dell'opera. Con il verificarsi del fenomeno di sifonamento si avrebbe la conseguente asportazione del terreno e la riduzione del percorso di drenaggio. Tale evenienza può determinare un'evoluzione dell'opera che in casi eccezionali può condurre al collasso.



Al fine di una verifica a sifonamento nel caso in questione si è confrontato il gradiente idraulico critico i_c con il gradiente idraulico in prossimità del piede del rilevato i .

Il gradiente critico è stato calcolato come: $i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$;

Il gradiente idraulico al piede del paramento di valle è stato calcolato seguendo tale espressione: $i = \frac{\Delta H}{L}$

dove ΔH è la perdita di carico idraulico in prossimità del piede del rilevato, L è dato dal percorso di filtrazione nel tratto in esame che equivale allo spessore di 4.5 metri dello strato di terreno superficiale.

Nel caso in esame, andando a graficare, sempre tramite il programma GeoSlope, la variazione di carico idraulico

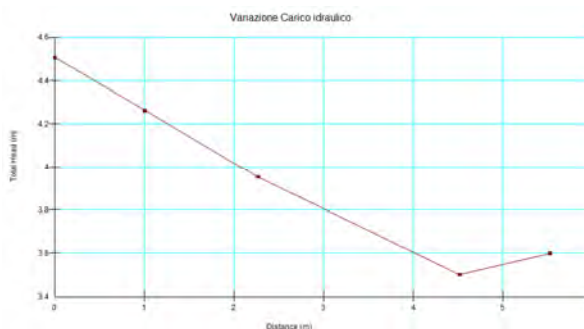


Figura 5-20: Andamento del carico idraulico verticale nello spessore superficiale di terreno

rispetto alla distanza nello strato di terreno più superficiale (figura 5-20) otteniamo i valori per eseguire la verifica:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{18.6 - 9.81 \text{ kN/m}^3}{9.81 \text{ kN/m}^3} = 0.90$$

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1.0 \text{ m}}{4.5 \text{ m}} = 0.22$$

Il gradiente i non è tale da annullare le tensioni efficaci in quanto risulta molto minore di i_c .

Risultato dell'analisi Transient per il vuotamento (Analisi 4)

Ipotizzando un legge di vuotamento totale della cassa d'espansione nell'arco di un'ora partendo dalla condizione di Steady-State (la legge è stata illustrata dalla *figura 5-7*), è possibile verificare la stabilità del paramento lato-cassa in presenza di sollecitazioni dovute a moti di filtrazione interni: così facendo infatti, è possibile controllare l'andamento delle pressioni interstiziali interne all'argine abbassarsi di quota simulando così un moto di filtrazione dell'acqua verso il basso che sollecita il paramento destabilizzandolo ulteriormente.

Di seguito (*figura 2-21 e 2-22*) vengono illustrate le due fasi di pressioni interstiziali:

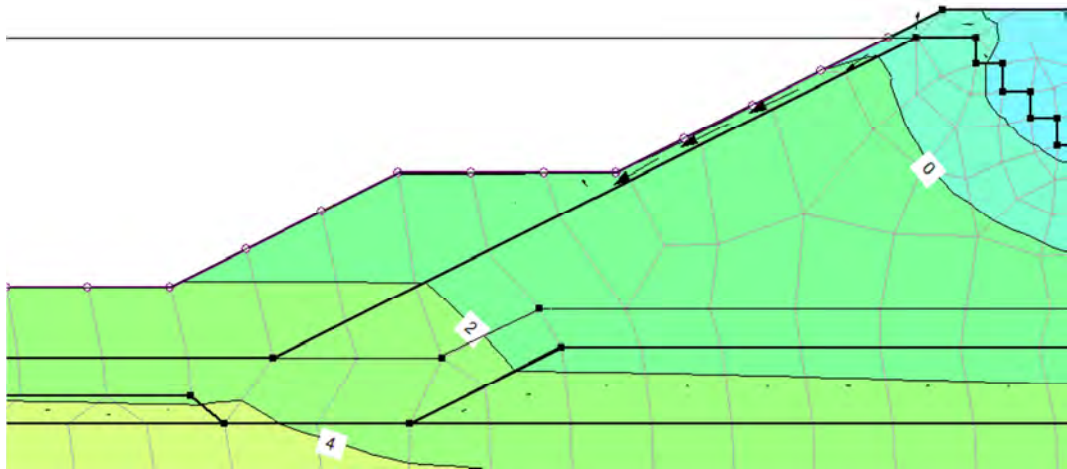


Figura 5-21: Condizione delle pressioni interstiziali interne all'argine subito dopo il vuotamento (3600 sec)

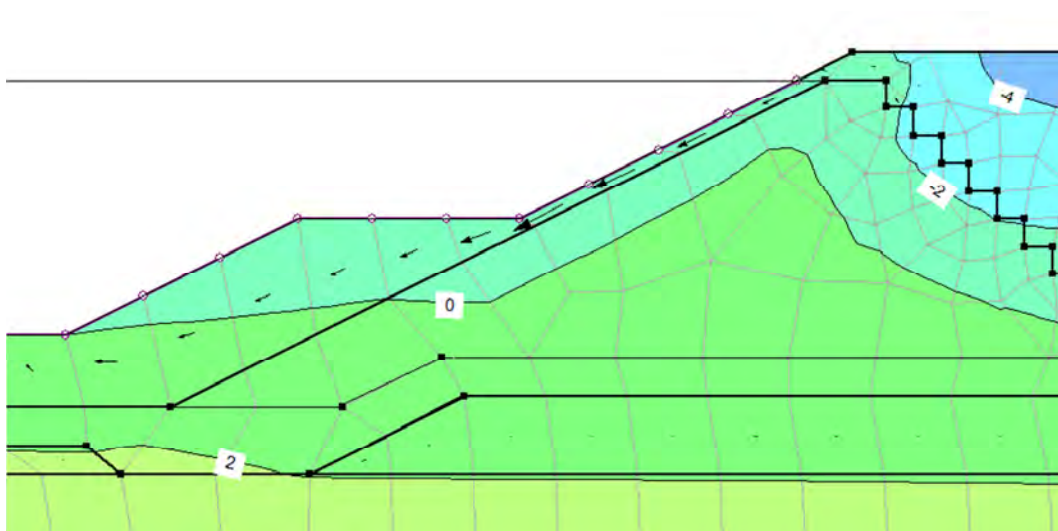


Figura 5-22: Condizione delle pressioni interstiziali interne all'argine subito dopo il vuotamento (10800 sec)

Le frecce nere che si possono vedere nelle due figure identificano proprio il flusso che si vuole simulare.

Verifica di stabilità del paramento lato-cassa dopo rapido vuotamento (Analisi 5)

E' stata eseguita una verifica per garantire che la sollecitazione data dal flusso instaurato dal vuotamento della cassa, interno all'argine e parallelo al paramento, non mandi in crisi di instabilità il rilevato; di seguito viene riportato il risultato a 3600 secondi (*figura 5-23*), ovvero immediatamente dopo la conclusione del vuotamento:

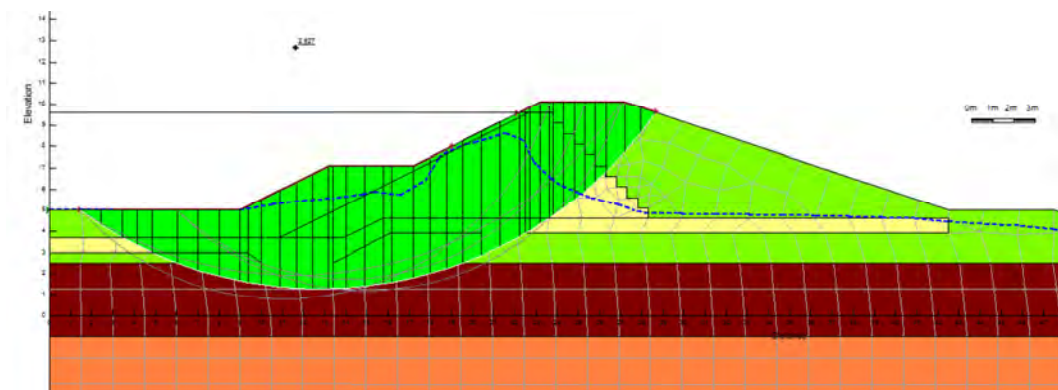


Figura 5-23: Stabilità subito dopo il vuotamento (3600 sec) della cassa d'espansione dell'argine A-A

Come era prevedibile, la linea della superficie piezometrica tende ad abbassarsi; seppur il coefficiente di stabilità si sia ridimensionato, raggiunge comunque valori vicini a 3, quindi ci sono margini ampissimi di sicurezza.

Risultato dell'analisi Transient per il tempo di permanenza del massimo invaso (Analisi 6)

Per questa analisi è stata ipotizzata una condizione iniziale di terreno non imbibita, quindi non partendo dall'analisi Steady-State, ed è stata vista l'evoluzione nell'arco di tempo di massimo invaso, ovvero il tempo affinché l'onda di piena si esaurisca.

Nel nostro studio l'onda di piena massima registrata ha avuto una durata di 3 giorni circa: è proprio questo il tempo di studio inserito nel modello, ottenendo i seguenti risultati:

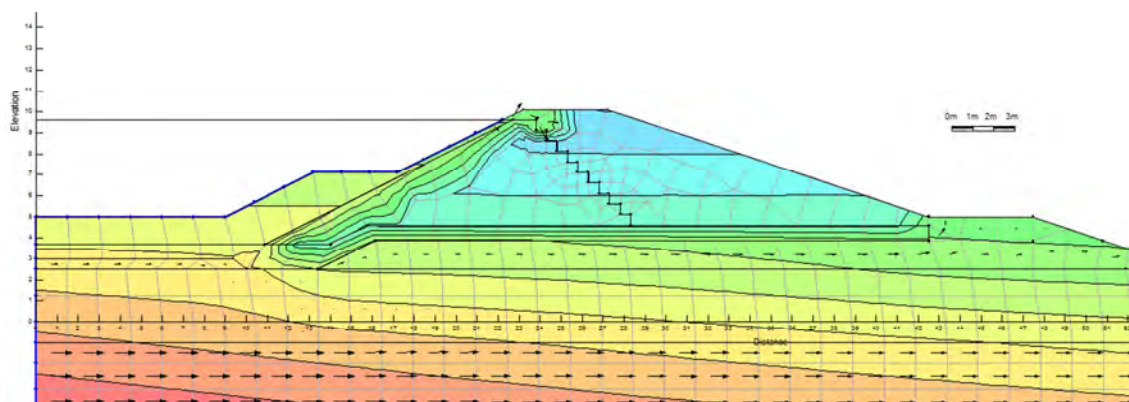


Figura 5-24: Pressione interstiziale dell'argine A-A dopo 3 giorni di massima piena

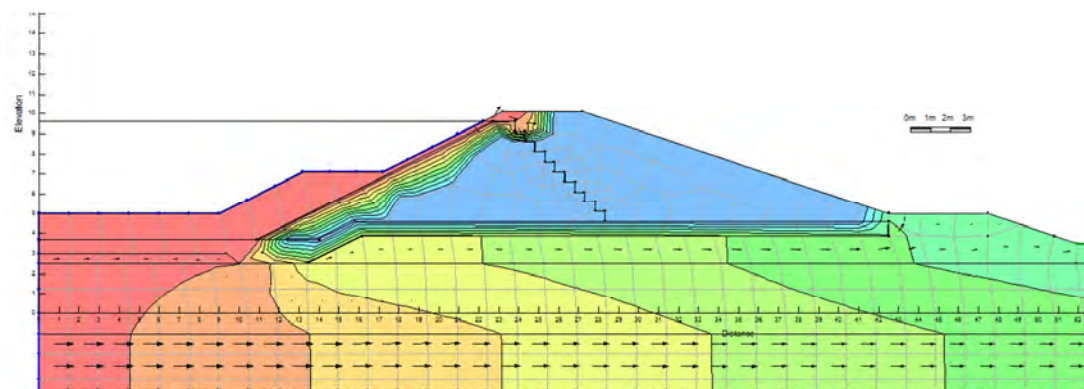


Figura 5-25: Carico idraulico dell'argine A-A dopo 3 giorni di massima piena

Dopo il tempo stabilito, l'argine è ancora lontano dall'essere imbibito completamente (condizione di Steady-State): questo significa che l'impermeabilizzazione è più che sufficiente e ha anche dei margini di sicurezza temporale in caso di permanenza del massimo invaso per molti giorni oltre quelli di onda di piena.

Conclusione Argine A-A

Possiamo quindi confermare che l'argine è in sicurezza in condizioni di massima sollecitazione e non presenta problemi nè di stabilità, nè di filtrazione o sifonamento.

5.2.2. Arginine F-F

La sezione progettuale F-F è ubicata a nord-est della cassa di espansione, la geometria in oggetto e la relativa schematizzazione della griglia di calcolo è illustrata in *figura 5-27*.

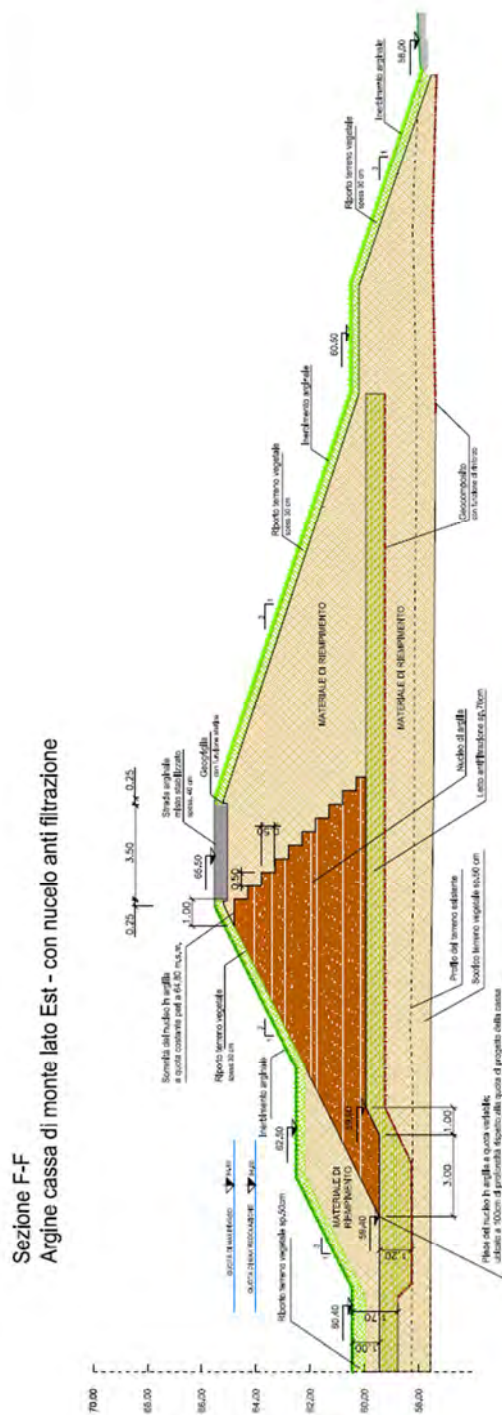


Figura 5-26: Sezione F-F dell'argine Sud della cassa di valle (da “tavole del progetto definitivo” [6])

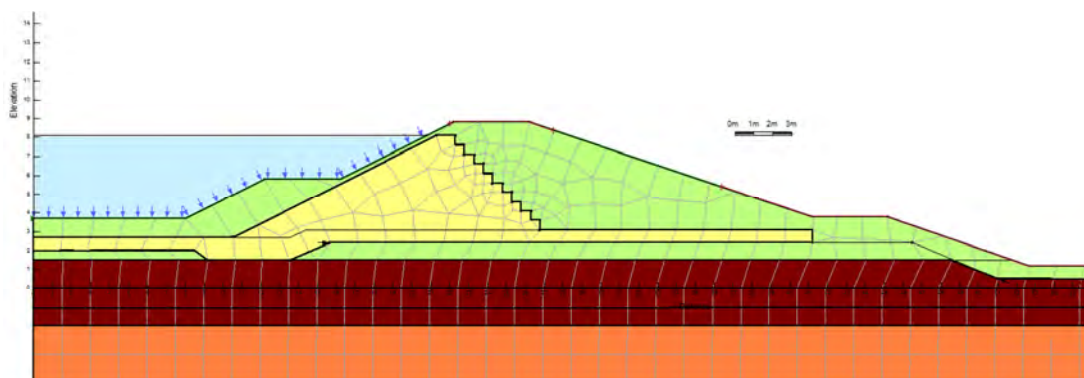


Figura 5-27: Schematizzazione generale dell'argine F-F

Le condizioni al contorno immesse sono:

- Carico idraulico costante detto “Head” per il paramento di monte in cui si assume cautelativamente che il carico totale sia pari alla quota di massima regolazione (64.80 m slm), che corrisponde a 8.10 m nel sistema di riferimento relativo;
- Carico idraulico costante per il paramento di valle in cui si impone il valore del carico pari a quello della quota del piano campagna che nel sistema di riferimento relativo corrisponde ad una quota di 1.20 m;

Risultato dell'analisi Steady-State (Analisi 1)

Gli Output dell'analisi Steady-State per quanto riguarda il moto di filtrazione sono rappresentati dalle seguenti figure 5-28, 5-29 e 5-30:

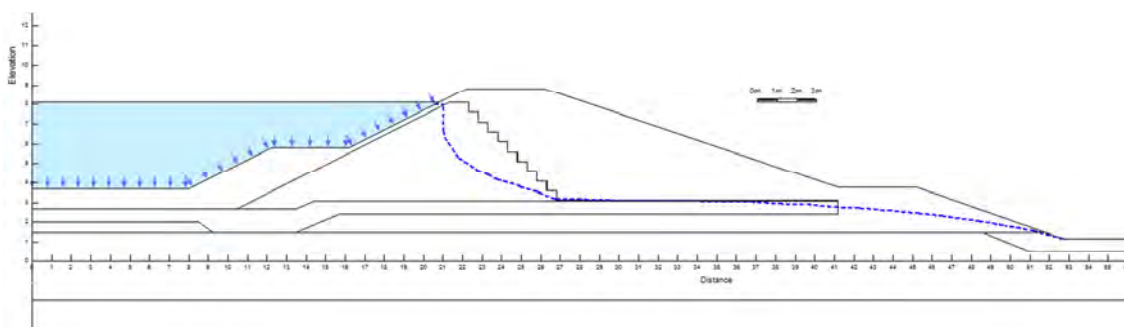


Figura 5-28: Linea della superficie piezometrica dell'argine F-F

Come per l'argine A-A, la linea della superficie piezometrica non fuoriesce dal paramento di valle; anche in questo caso, il nucleo impermeabilizzante riesce ad abbattere completamente il carico idraulico fino alla quota del piano campagna.

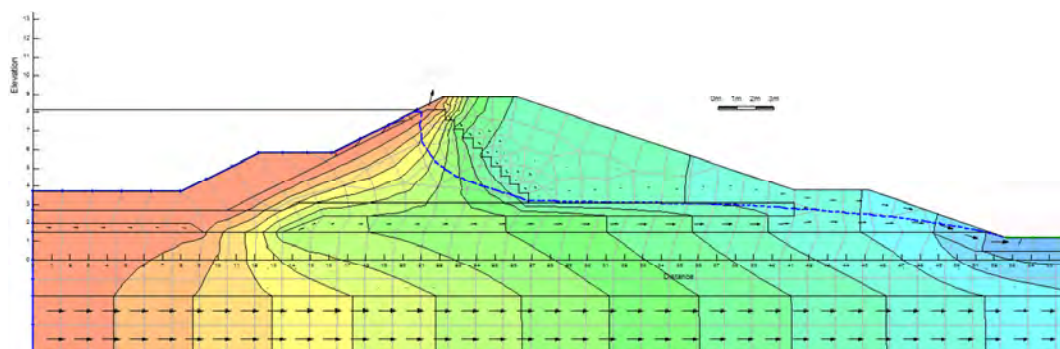


Figura 5-29: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale F-F

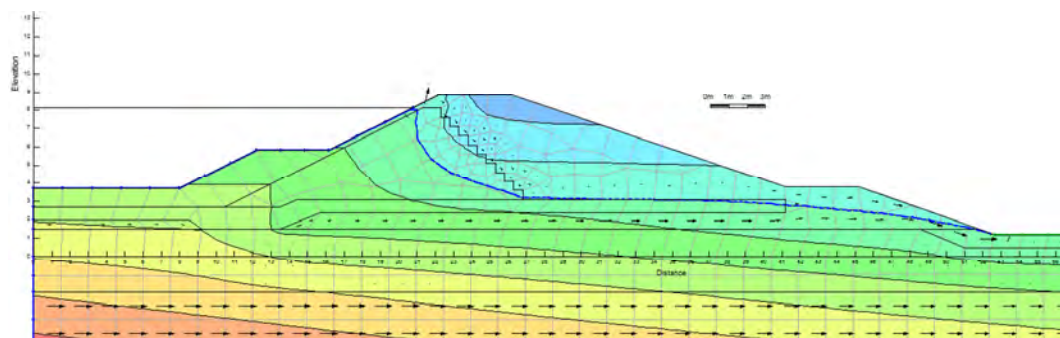


Figura 5-30: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale F-F

Verifica di stabilità del versante lato-campagna (Analisi 2)

Sempre tenendo presente le direttive delle N.T.C. 2008, andiamo a verificare il rapporto tra azioni sollecitanti E_d e resistenti R_d e le confrontiamo con il limite proposto pari a 1.1 (figura 5-31):

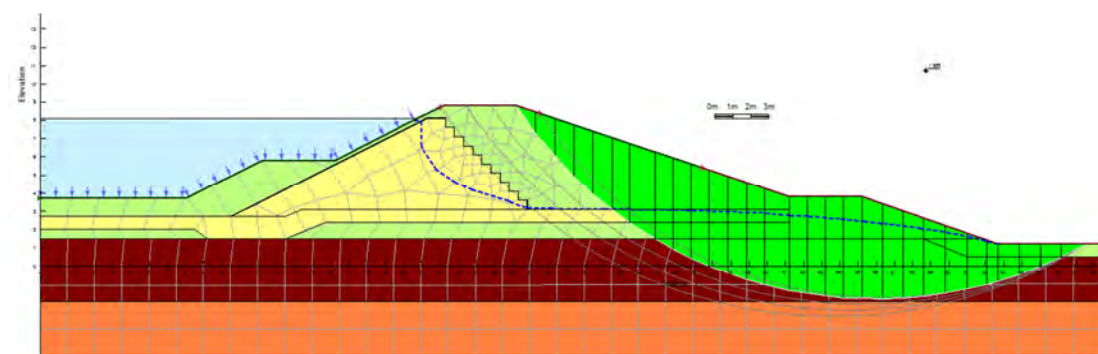


Figura 5-31: Verifica di stabilità globale dell'argine F-F lato-campagna

Anche in questo caso, il programma di calcolo da un coefficiente di sicurezza ampiamente superiore a 1.1, ovvero fornisce un valore di 1.985.

Per il lato-vasca il coefficiente di sicurezza è ancora una volta ampiamente superiore per l'apporto stabilizzante del carico dell'invaso (C.F. pari a 5.480).

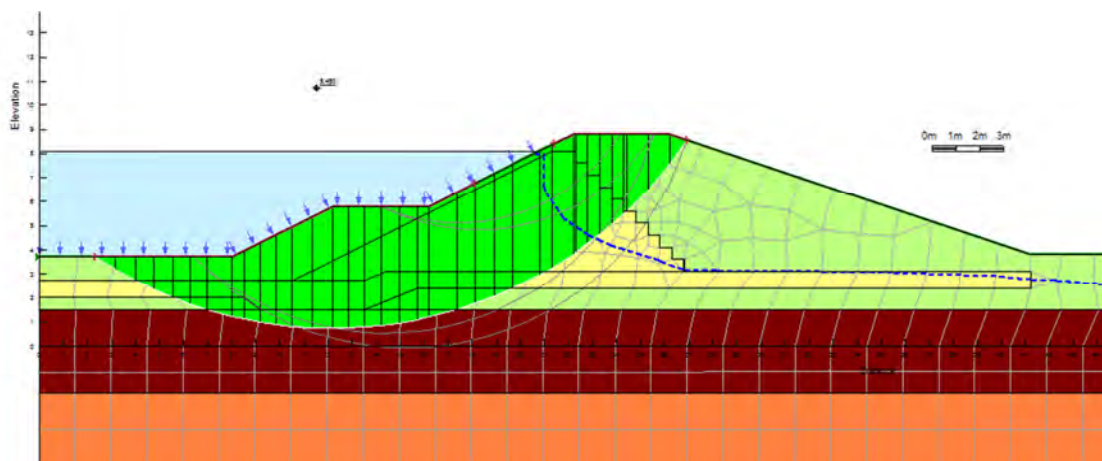


Figura 5-32: Verifica di stabilità lato-vasca dell'argine F-F

Verifica a sifonamento (Analisi 3)

Applicando lo stesso criterio utilizzato per la sezione A-A, otteniamo il seguente risultato per l'argine F-F:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{18.6 - 9.81 \text{ kN/m}^3}{9.81 \text{ kN/m}^3} = 0.90$$

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1.2 \text{ m}}{3.2 \text{ m}} = 0.38$$

Il gradiente i non è tale da annullare le tensioni efficaci in quanto risulta molto minore di i_c ; va comunque notato come il gradiente i , in questo caso,

sia superiore a quello precedentemente calcolato: si può ricollegare il dato ad un margine minore rispetto alla sezione A-A della linea piezometrica dall'affioro.

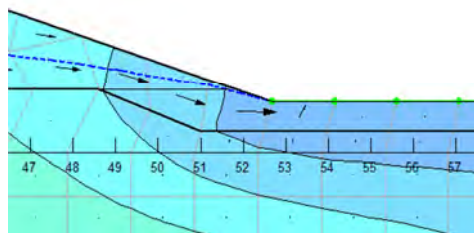


Figura 5-33: Ingrandimento delle linee di flusso quasi verticali al piede dell'opera

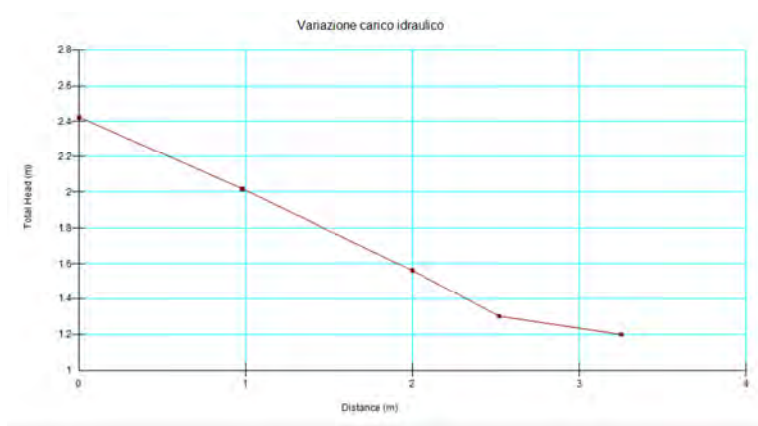


Figura 5-34: Andamento del carico idraulico verticale nello spessore superficiale di terreno

Risultato dell'analisi Transient per il vuotamento (Analisi 4)

Con la stessa legge di vuotamento dell'argine precedente andiamo a verificare il paramento lato-cassa:

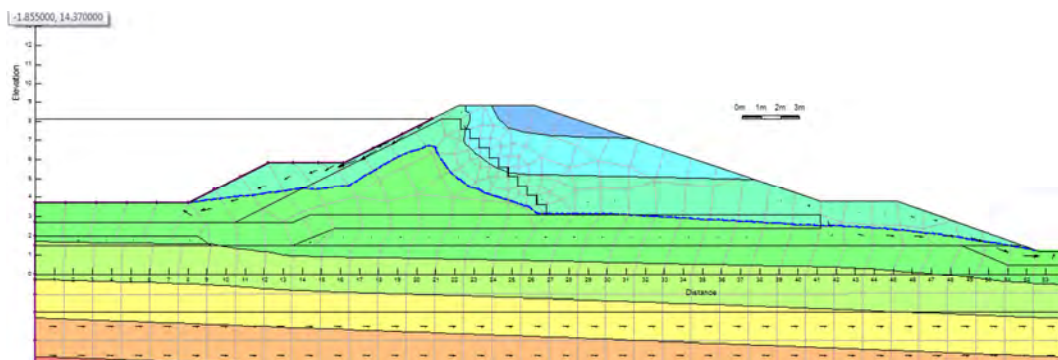


Figura 5-35: Condizione delle pressioni interstiziali interne all'argine subito dopo il vuotamento (10800 sec)

Anche in questo caso, le frecce nere parallele al paramento lato-cassa mostrano il moto di filtrazione che si instaura a causa del vuotamento rapido della cassa.

Verifica di stabilità del paramento lato-cassa dopo rapido vuotamento (Analisi 5)

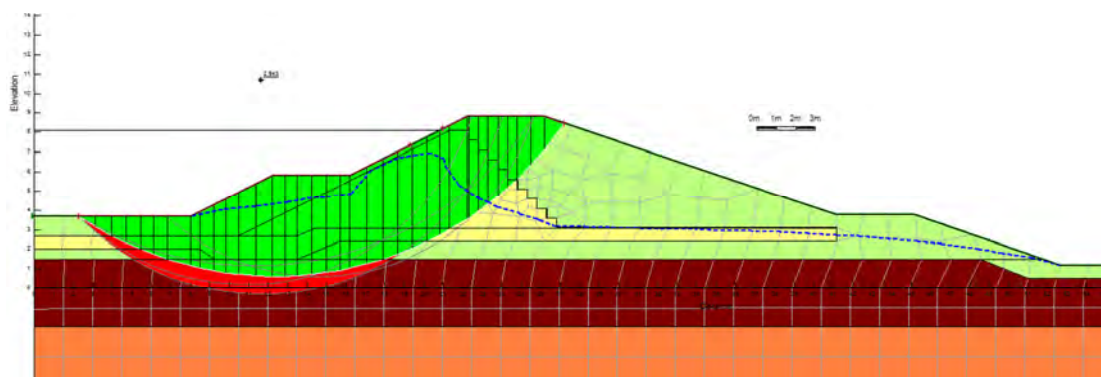


Figura 5-36: Stabilità subito dopo il vuotamento della cassa d'espansione (3600 sec) dell'argine F-F

Anche in questo caso, la linea della superficie piezometrica si abbassa ed il coefficiente di sicurezza si ridimensiona seppur rimanendo abbondantemente al di sopra dell'1.1 suggerito dalla normativa (C.F. pari a 2.943).

Risultato dell'analisi Transient per il tempo di permanenza del massimo invaso (Analisi 6)

Sempre considerando un tempo di massimo invaso pari a 3 giorni, i risultati ottenuti sono illustrati dalle figure 5-37 e 5-38:

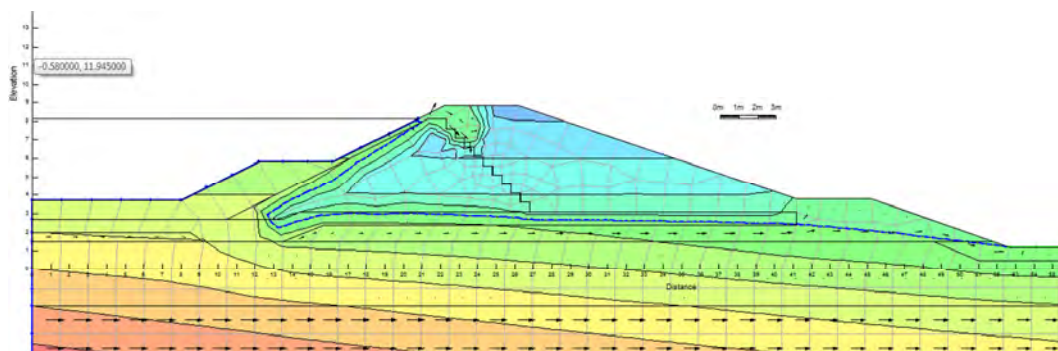


Figura 5-37: Pressione interstiziale dell'argine F-F dopo 3 giorni di massima piena

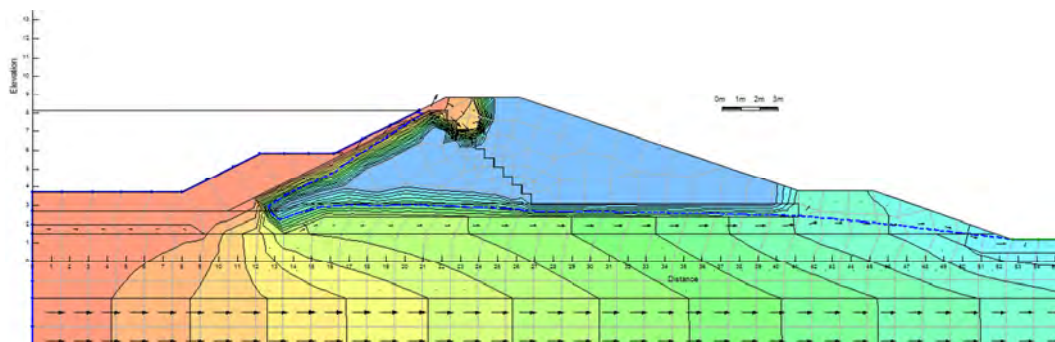


Figura 5-38: Carico idraulico dell'argine F-F dopo 3 giorni di massima piena

Anche in questo caso (vista la somiglianza della sezione era prevedibile) l'argine è molto lontano dall'essere completamente imbibito ed il setto impermeabilizzante risulta essere molto efficace.

Conclusione Argine F-F

Possiamo confermare che l'argine è in sicurezza in condizioni di massima sollecitazione e non presenta problemi nè di stabilità, nè di filtrazione o sifonamento.

5.2.3. Arginine B-B

La sezione progettuale B-B si differenzia dagli altri argini, poichè riguarda il rilevato che fa da separatore tra le due casse d'espansione in serie: questo corpo non presenta impermeabilizzazione interna, poichè la filtrazione all'interno del suo volume può mettere in comunicazione le due casse senza creare problemi, ma deve essere verificata la stabilità in tutti i suoi aspetti.

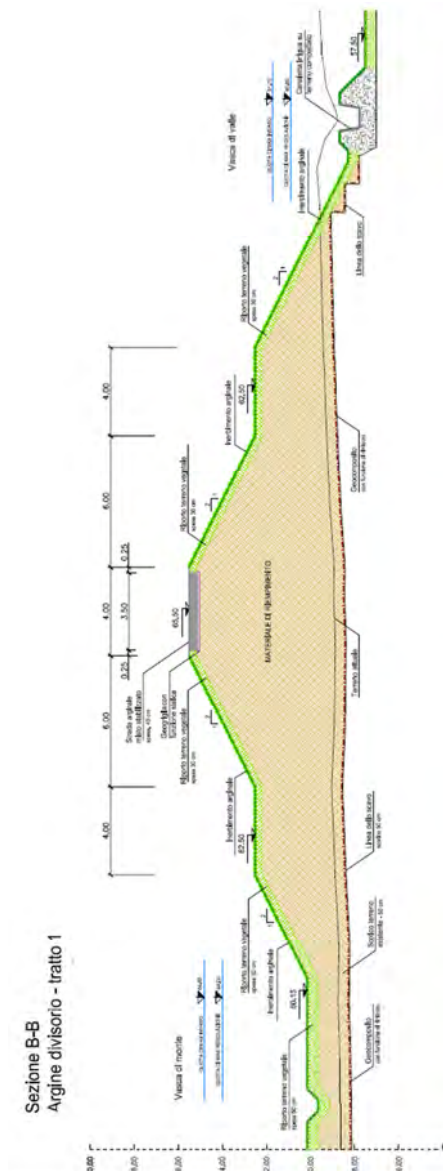


Figura 5-39: Sezione B-B dell'argine Sud della cassa di valle (da “tavole del progetto definitivo” [6])

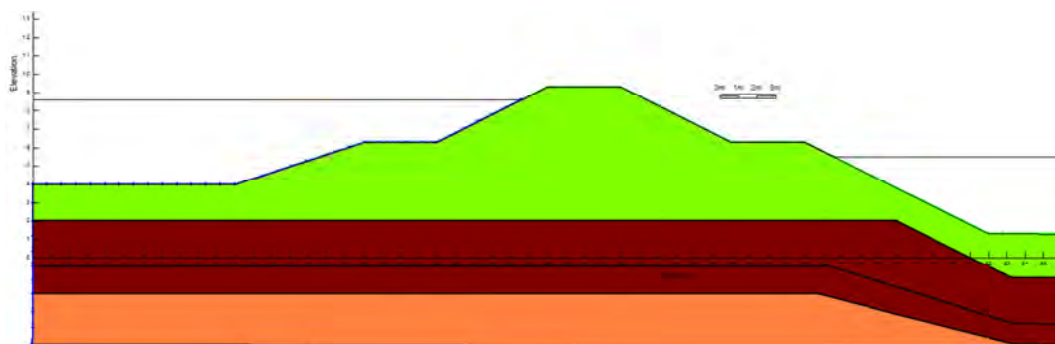


Figura 5-40: Schematizzazione generale dell'argine B-B

Le condizioni al contorno immesse sono:

- Carico idraulico costante detto “*Head monte*” per il paramento di monte in cui si assume cautelativamente che il carico totale sia pari alla quota di massima regolazione (64.80 m slm), che corrisponde a 8.60 m nel sistema di riferimento relativo;
- Carico idraulico costante detto “*Head valle*” per il paramento di valle in cui si assume cautelativamente che il carico totale sia pari alla quota di massima regolazione (61.70 m slm), che corrisponde a 5.50 m nel sistema di riferimento relativo;

Risultato dell'analisi Steady-State (Analisi 1)

In questo caso, la linea piezometrica risulta affiorare fortemente in superficie simulando la situazione più critica persistente a tempo indeterminato come l'analisi Steady-State suggerisce, come si vede nella *figura 5-38*:

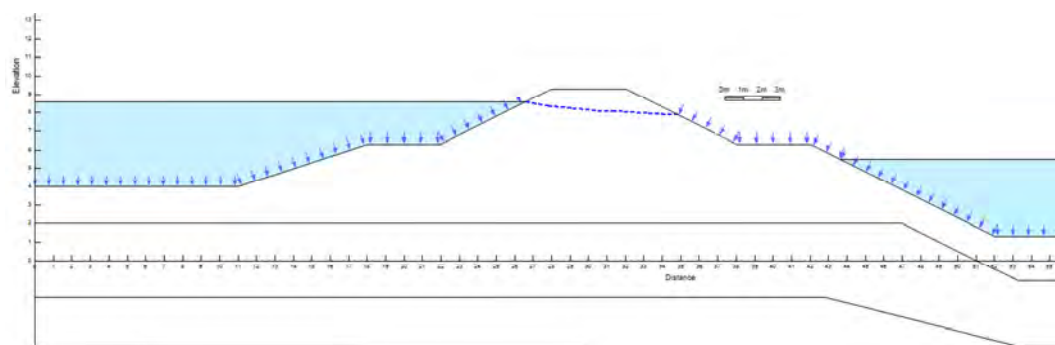


Figura 5-41: Linea della superficie piezometrica dell'argine B-B

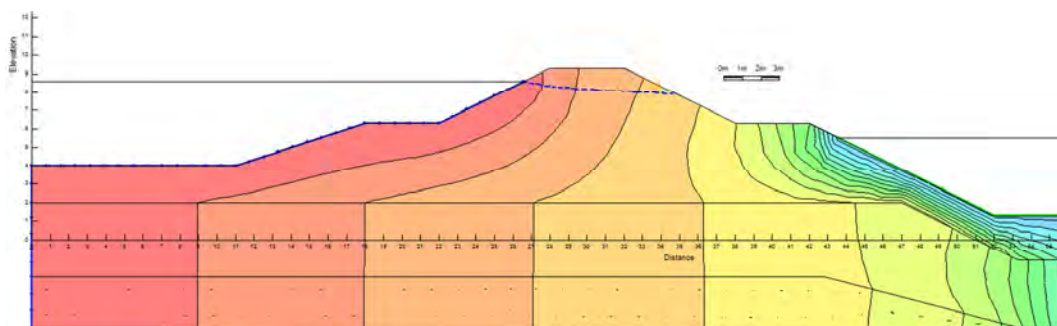


Figura 5-42: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale B-B

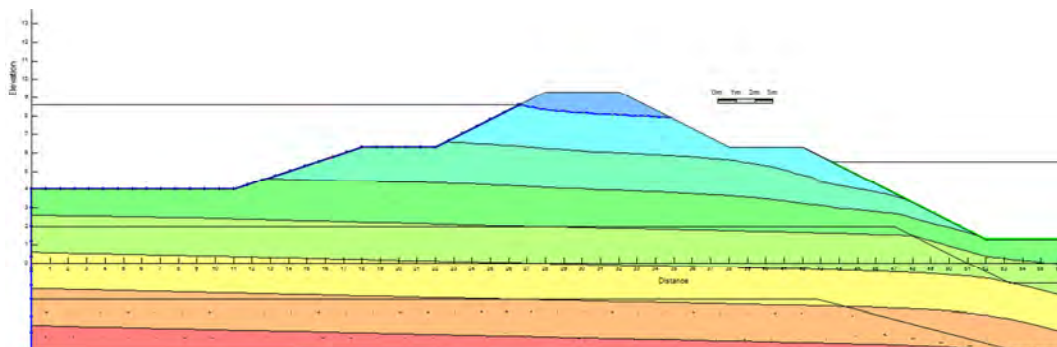


Figura 5-43: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale B-B

Per questa sezione, l'assenza del nucleo impermeabilizzante in argilla limosa, non produce l'abbattimento della linea piezometrica che si verifica nelle altre sezioni: la cosa era prevedibile, vista l'omogeneità del materiale, sia come caratteristiche granulometriche che fisiche, come il coefficiente di permeabilità.

Verifica di stabilità dei due versanti a tempo indeterminato (Steady-State) (Analisi 2)

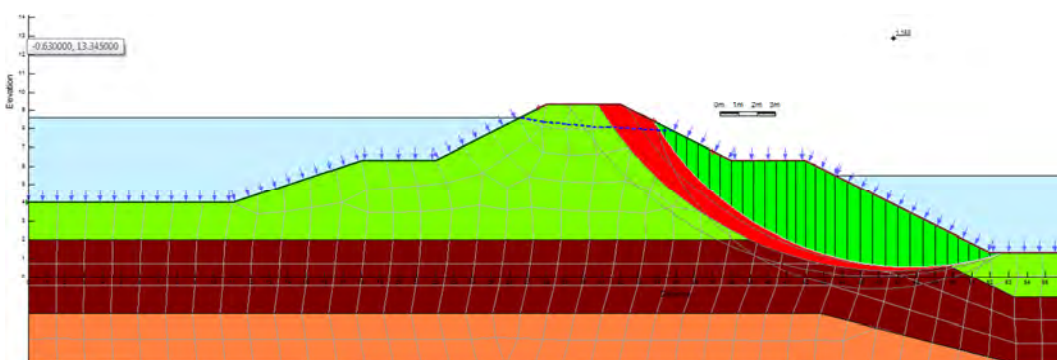


Figura 5-44: Verifica di stabilità per il paramento di valle dell'argine B-B (Steady-State)

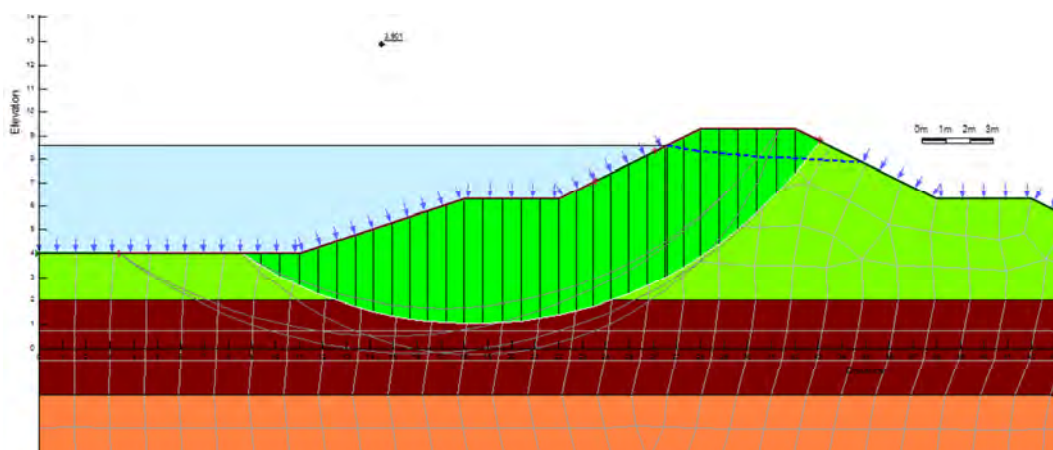


Figura 5-45: Verifica di stabilità per il paramento di monte dell'argine B-B (Steady-State)

Le verifiche di stabilità per i due paramenti risultano verificate in condizione Steady-State: il coefficiente di sicurezza per il lato-valle è pari a 1.183, quasi al limite del parametro imposto dalla normativa; mentre per il lato-monte è addirittura pari a 3.901, quindi molto a favore di sicurezza.

Risultato dell'analisi Transient per il vuotamento (Analisi 4)

Visto il minimo margine di sicurezza per il lato-valle che otteniamo rispetto al coefficiente dettato dalla normativa, si ipotizza un rapido svasso della cassa di valle con funzione simile a quelle dei casi precedenti, in modo da analizzare il possibile innesto di moti filtranti nel volume di terreno; la cassa di monte è stata considerata vuota, anche se l'iter non rispecchia il procedimento di utilizzo delle casse in serie: seppur nella realtà la cassa di valle viene vuotata precedentemente della cassa di monte, si è notato che il processo di filtrazione è governato principalmente dalla quota del carico di monte; mantenendo quindi la cassa di monte piena, non si osserverebbe nessun cambiamento sulla superficie piezometrica.

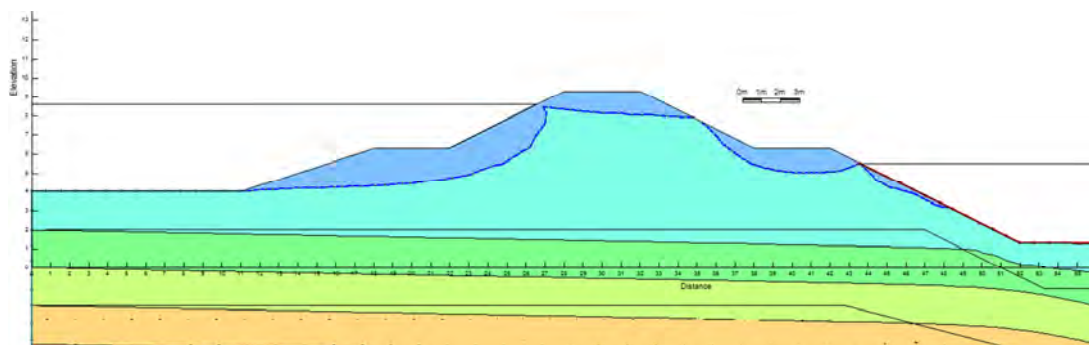


Figura 5-46: Condizione delle pressioni interstiziali interne all'argine subito dopo il vuotamento (10800 sec)

Si può vedere che il dislivello tra quota del carico di monte e di valle, non è tale da creare un gradiente che innesti un moto filtrante rilevante nell'argine; si può notare il graduale abbassamento

della linea piezometrica che comunque, dopo 3 ore, risulta ancora molto alta: questo suggerisce un processo di filtrazione lento.

Verifica di stabilità del paramento lato-cassa dopo rapido vuotamento (Analisi 5)

Andando a verificare la stabilità del paramento della cassa di valle, otteniamo il seguente risultato, espresso dalla *figura 5-47*:

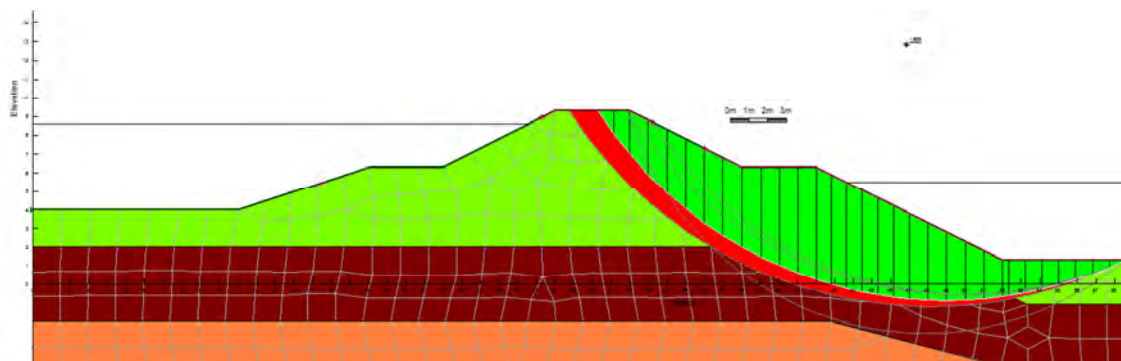


Figura 5-47: Stabilità subito dopo il vuotamento della cassa d'espansione (3600 sec) dell'argine B-B lato-valle

Si può notare che il coefficiente proposto dal programma di calcolo è aumentato, raggiungendo il valore di 1.685: questo aumento può essere giustificato dal mancato innesto dei moti filtranti all'interno del corpo arginale e una condizione di carico idraulico più favorevole, mancando il carico destabilizzante di monte.

Risultato dell'analisi Transient per il tempo di permanenza del massimo invaso (Analisi 6)

Per completezza è stata fatta anche un'analisi Transient, sempre per il tempo di permanenza del massimo invaso (3 giorni) ed il risultato è mostrato dalle figure 5-48 , 5-49 :

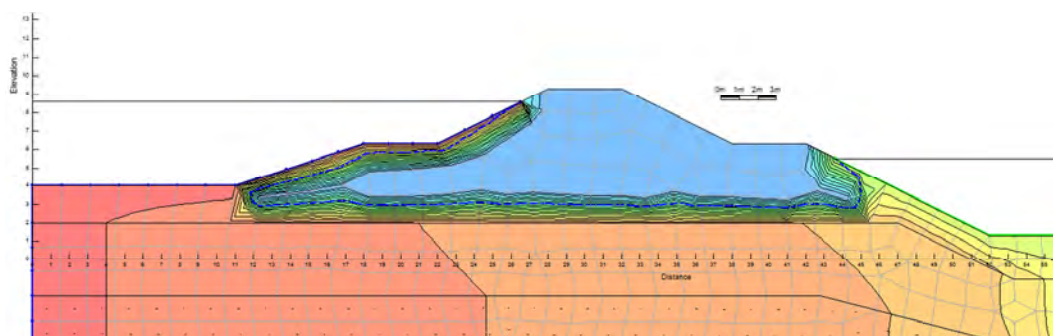


Figura 5-48: Carico idraulico dell'argine B-B dopo 3 giorni di massima piena

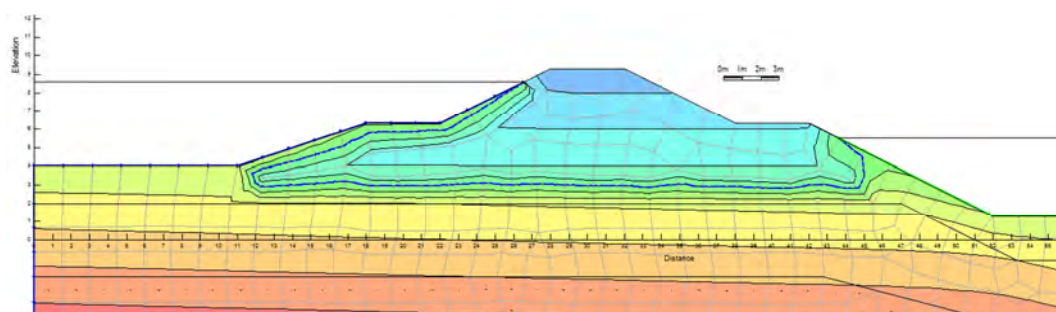


Figura 5-49: Pressione interstiziale dell'argine B-B dopo 3 giorni di massima piena

Anche per l'argine divisorio, 3 giorni non sono sufficienti per il completo imbibimento: la differenza con le altre sezione è che, poichè a contatto con l'acqua anche da valle, il processo porcede in entrambe le direzioni, ma comunque in modo molto lento.

Conclusione Argine B-B

Anche l'argine divisorio è stato dimensionato in maniera corretta e garantisce un grado di sicurezza più che sufficiente.

5.3. CONCLUSIONI SUI MODELLI

I risultati ottenuti sono delle indicazioni molto plausibili su quello che si verificherà una volta completata l'opera ed entrata in funzione. I modelli forniscono abbondanti rassicurazioni sul corretto dimensionamento degli argini e sulla buona scelta dei materiali e delle loro caratteristiche; in realtà si sarebbe addirittura potuto pensare ad una revisione del progetto affinché si potessero ridimensionare geometricamente gli argini ed utilizzare il terreno reperito direttamente in situ (nei modelli è stata usata la caratterizzazione dell'argilla limosa trovata durante gli scavi iniziali del cantiere): difatti, i margini di sicurezza riscontrati dal programma di calcolo sono più che abbondanti e si sarebbe potuto risparmiare economicamente sia in materiali che in trasporto.

Unico punto che necessita maggiori attenzioni è la sezione B-B dell'argine divisorio: in condizioni estreme, in cui le due casse sono riempite a tempo indefinito, le analisi dimostrano che, seppur mantenendo margini di sicurezza con coefficiente superiori alle richieste di normativa, il volume dell'argine stesso non è sufficiente a mantenere il moto di filtrazione all'interno del terreno, causando affioramenti dal lato della cassa di valle.

6. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Visto il margine di sicurezza che le verifiche alla stabilità e alla filtrazione hanno fornito, è possibile pensare ad un ridimensionamento del progetto, permettendo così un risparmio di costi e di tempo nella messa in opera: in questo capitolo vengono fornite delle proposte di modificazione geometrica del progetto.

In più si è riscontrato un problema per quanto riguarda la possibilità di avere la quantità di acqua ottimale nel terreno al momento della fase di compattazione: la zona geografica infatti risulta molto piovosa e questo causa un'umidità relativa dei terreni maggiore rispetto a quella calcolata in laboratorio; per ovviare a questa problematica si è pensato ad un intervento di stabilizzazione a calce che possa "consumare" parte di questa umidità: di seguito vengono descritte le operazioni e le osservazioni su questa ipotesi.

6.1. MODIFICAZIONE GEOMETRICA DEL PROGETTO

Come detto nell'introduzione del capitolo, le analisi di stabilità e dei moti di filtrazione all'interno del corpo arginale danno ampio margine di manovra ad una possibile riduzione dell'opera in terra: questo è anche uno degli obiettivi dello studio, ovvero verificare che il progetto non sia troppo eccedente e se ci possano essere delle soluzioni meno onerose sia dal punto di vista dei costi che dei tempi, rimanendo sempre nei limiti di sicurezza.

6.1.1. Soluzione 1: taglio della banca lato-campagna

Come prima possibilità si è studiato uno schema geometrico del corpo arginale nella sezione A-A (l'argine di chiusura con nucleo impermeabilizzante) che non prevedesse la banca lato campagna e, mantenendo le stesse caratteristiche dei materiali e le stesse condizioni al contorno, è stata fatta l'analisi di stabilità sia in condizioni di completa imbibizione (Steady-State), sia con un processo di vuotamento. In più si è ridotto il coronamento, passando da 4 m di larghezza a 2.7 m, in grado di contenere una corsia per la circolazione di mezzi stradali. Così facendo si è ridotto di molto il volume della sezione dell'opera, avendo un risparmio non indifferente di materiale.

I risultati vengono descritti dalle *figure 6-1, 6-2, 6-3 e 6.4*:

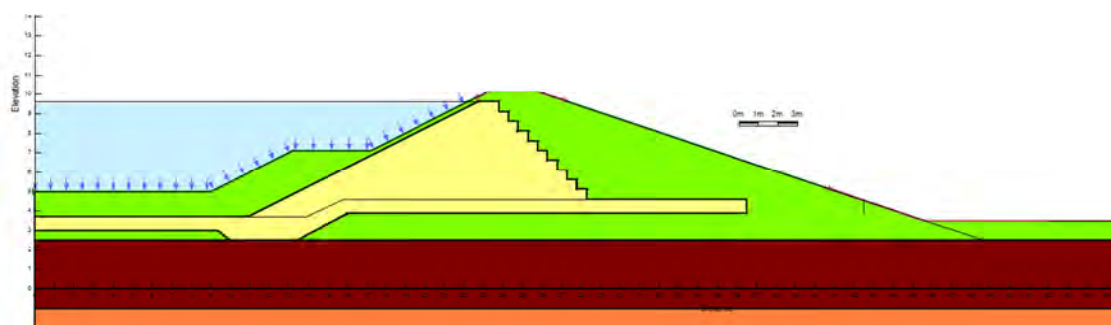


Figura 6-1: Schema geometrico dell'argine A-A modificato

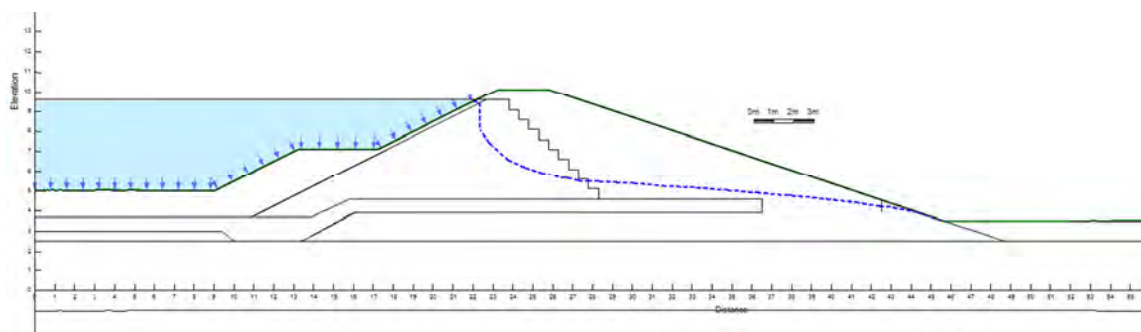


Figura 6-2: Linea piezometrica dell'argine A-A modificato

Si può notare come il taglio della banca lato campagna porta quasi ad un affioramento della linea piezometrica: questo è probabilmente dovuto ad una diminuzione del percorso di filtrazione che non consente la dissipazione di sufficiente carico idraulico come avveniva nello schema originale.

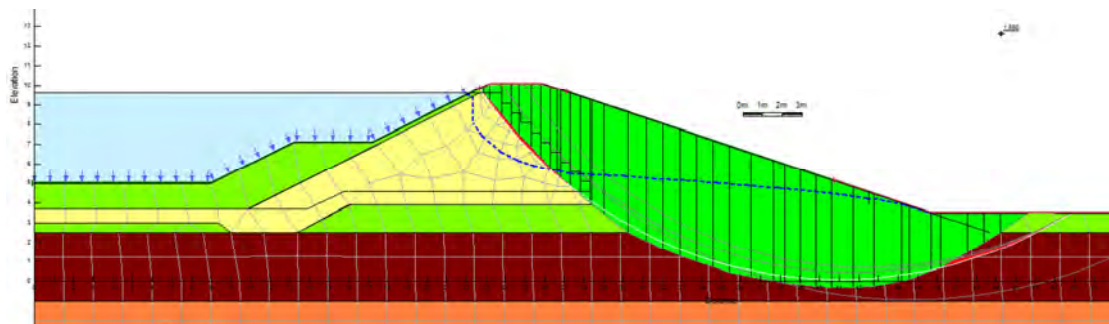


Figura 6-3: Verifica di stabilità dell'argine A-A modificato lato campagna (Steady-State)

Nonostante la diminuzione del volume, il coefficiente di sicurezza riscontrato nella verifica alla stabilità è comunque molto superiore all'1.1 di normativa: in particolare, il programma di calcolo ci suggerisce un valore del coefficiente di 1.860.

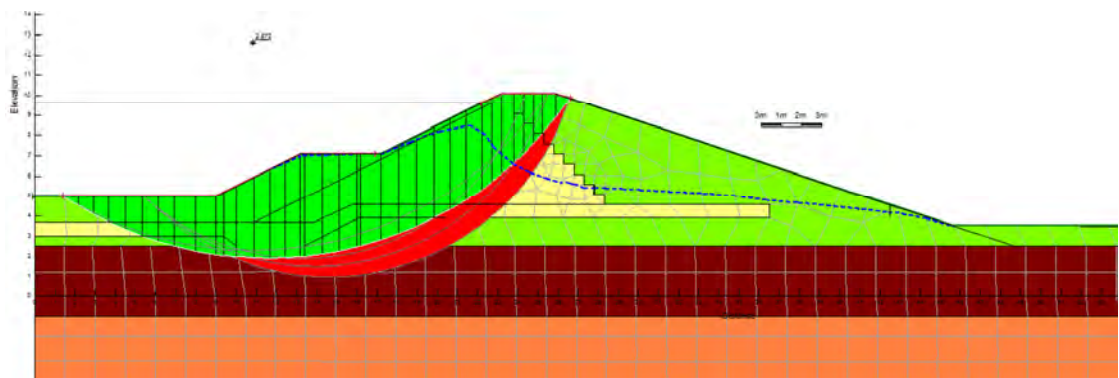


Figura 6-4: Verifica di stabilità dell'argine A-A lato vasca dopo rapido svuotamento (3600 sec)

Anche per la verifica di stabilità dopo rapido svaso, il coefficiente di sicurezza raggiunge il valore di 2.872, quindi ancora una volta l'opera può considerarsi ben dimensionata.

Anche la verifica a sifonamento risulta verificata: difatti andando a calcolare il gradiente i e i_c otteniamo:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{18.6 - 9.81 \text{ kN/m}^3}{9.81 \text{ kN/m}^3} = 0.90$$

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1.0 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} = 0.29$$

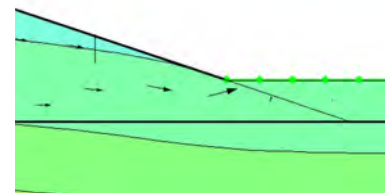


Figura 6-5: Ingrandimento delle linee di flusso quasi verticali al piede dell'opera

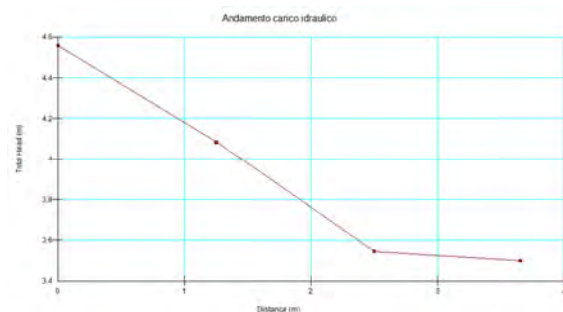


Figura 6-6: Andamento del carico idraulico verticale nello spessore superficiale di terreno

Viene riportato anche un andamento del carico e delle pressioni totali all'interno del corpo arginale per nell'analisi Transient (figure 6-7 e 6-8):

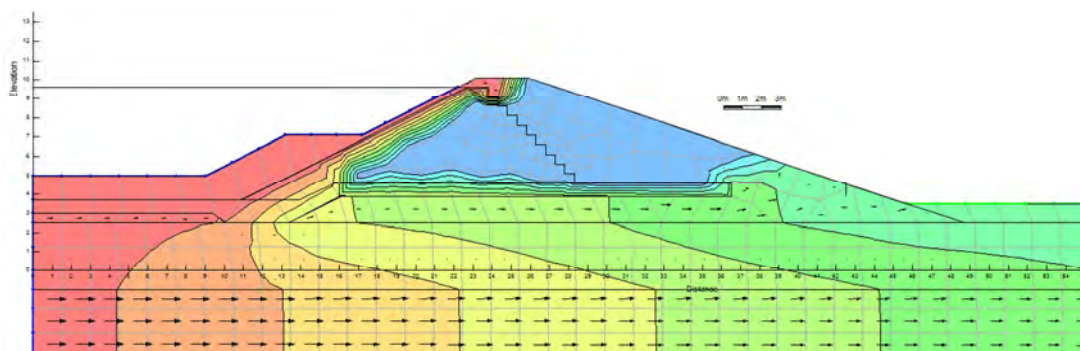


Figura 6-7: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale A-A modificato

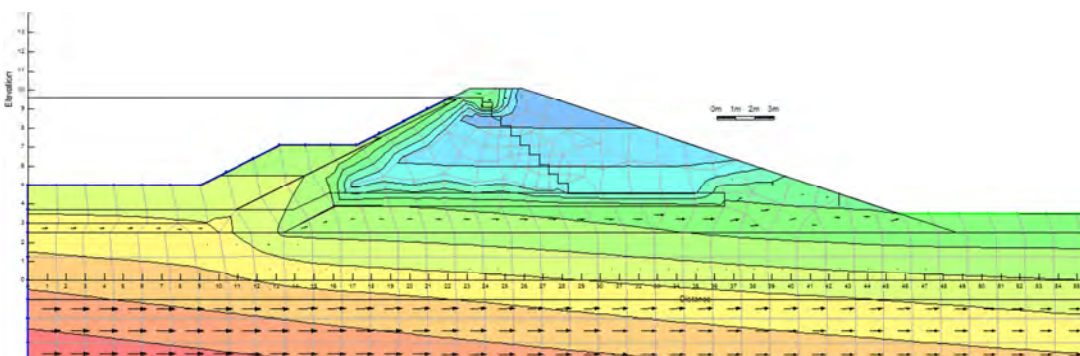


Figura 6-8: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale A-A modificato

Come è possibile vedere, il taglio della banca lato-campagna causa una risalita più veloce proprio dal lato campagna rispetto alla configurazione geometrica del progetto originale: il minor carico applicato ed i percorsi di filtrazioni più brevi portano addirittura ad un probabile affioro della linea piezometrica, come detto all'inizio.

6.1.2. *Soluzione 2: aumento della pendenza del paramento lato-campagna e aggiunta di setto filtrante al piede*

Come soluzione evoluta dalla prima ipotesi di modifica, si è pensato di ridurre il coronamento a 2.7 m come nel caso precedente, ma non eliminare del tutto la banca: ridurla a 2.5 m ed aumentare la pendenza della scarpata da 1:3 a 1:2 (figura 6-9).

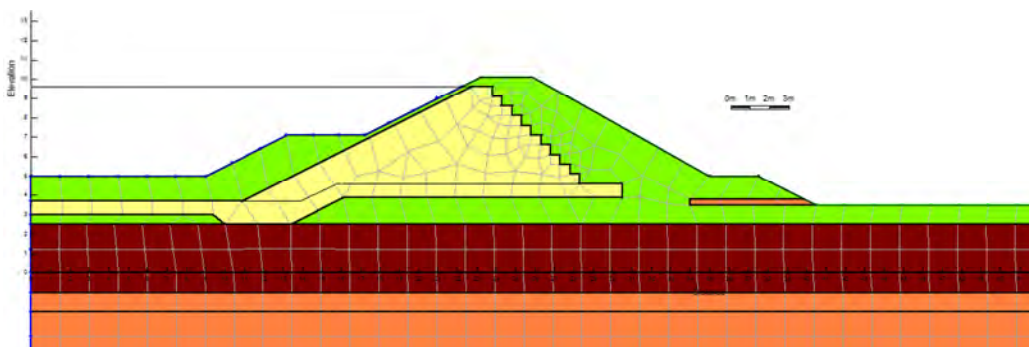


Figura 6-9: Schema dell'argine A-A modificato con aumento della pendenza del paramento lato-campagna e aggiunta di setto filtrante

Per evitare il possibile affioro della linea piezometrica, è stato aggiunto un setto filtrante, di spessore 30 cm, composto dello stesso materiale ghiaioso presente nel sottosuolo del sito (quindi di facile reperimento): questo accorgimento è stato scelto per intercettare la linea piezometrica e creare un percorso di filtrazione preferenziale, in modo da evitare possibili scavi ed erosioni al piede.

Nelle prossime immagini vengono riproposti i risultati ottenuti dopo l'analisi di questo schema.

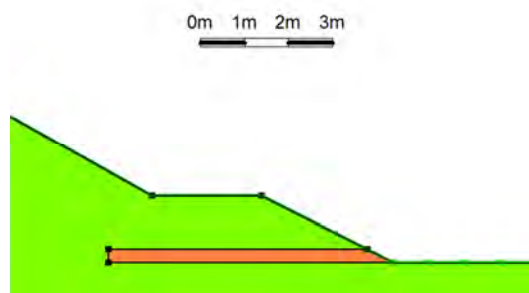


Figura 6-10: Particolare del setto filtrante al piede lato-campagna dell'opera.

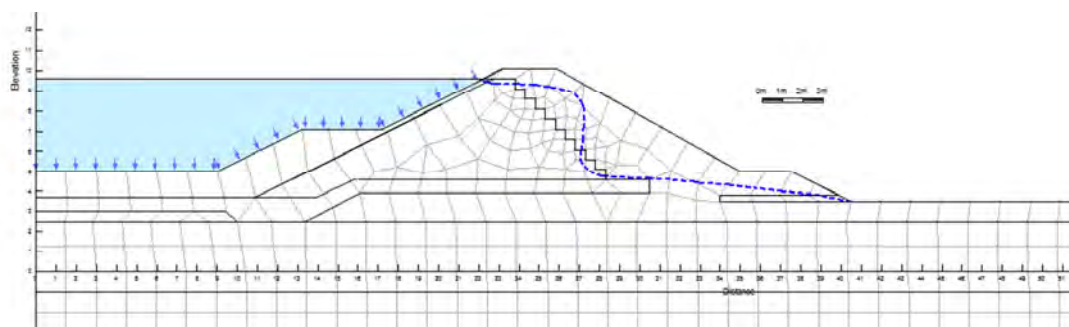


Figura 6-11: Linea piezometrica dell'argine A-A modificato (seconda soluzione) con setto permeabile

Dal particolare di *figura 6-12* è possibile vedere come l'elemento a maggiore permeabilità inserito funzioni esattamente come si era pensato, andando ad intercettare la linea piezometrica e contenendola all'interno del proprio volume per il tratto finale del percorso di filtrazione: in questo modo si eviteranno scavi ed erosioni non volute.

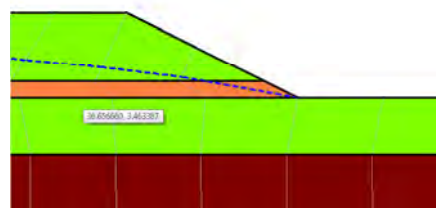


Figura 6-12: Particolare della linea piezometrica intercettata dal setto permeabile.

Andando a valutare anche le analisi Transient (*figura 6-13 e 6-14*) possiamo vedere che la presenza del setto poroso, permette una risalita più rapida dell'acqua, alzando più velocemente il carico idraulico e le pressioni anche dal piede dell'argine lato-campagna: comunque, dopo 3 giorni di invaso massimo, l'argine è comunque molto lontano dalla completa imbibizione.

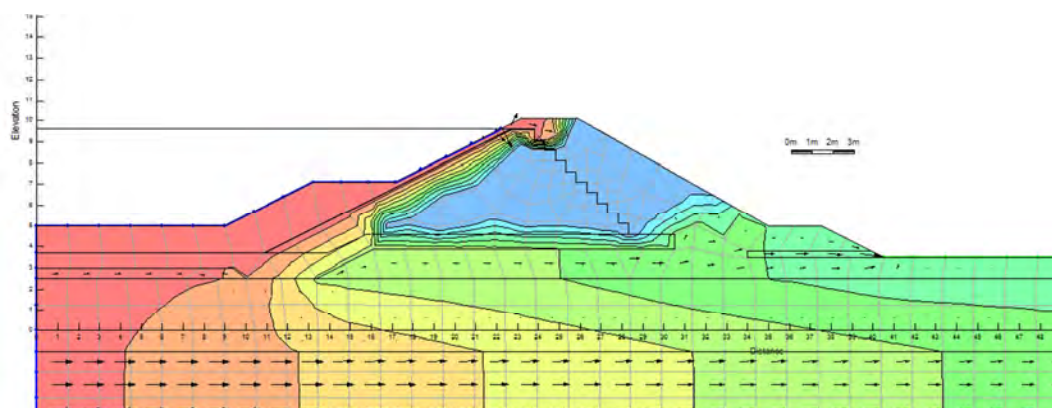


Figura 6-13: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale A-A modificato (seconda soluzione)

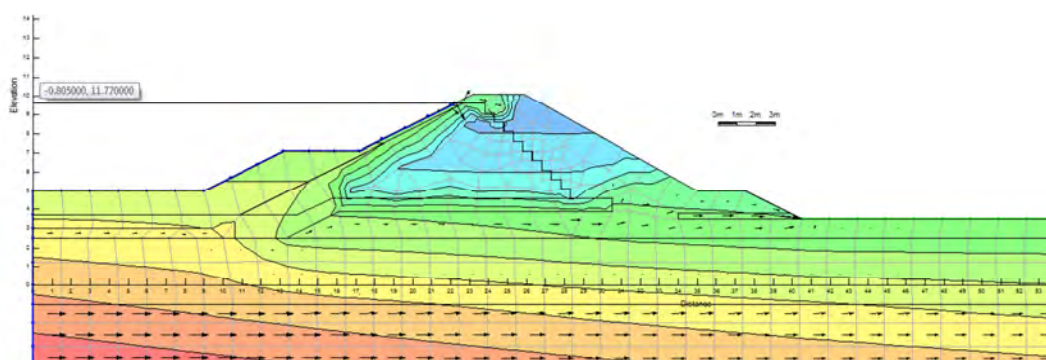


Figura 6-14: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale A-A modificato (seconda soluzione)

Per quanto riguarda la stabilità, il programma di calcolo ci fornisce comunque dei fattori di sicurezza ampiamente rassicuranti, come dimostrato dalla *figura 6-15* per la verifica lato-campagna Steady-State e *figura 6-16* per la verifica lato-cassa dopo rapido vuotamento. I coefficienti di sicurezza calcolati da GeoSlope 7 sono: 1.597 per il lato-campagna nell'analisi Steady-State, 2.806 per il lato-cassa nell'analisi Transieny di vuotamento.

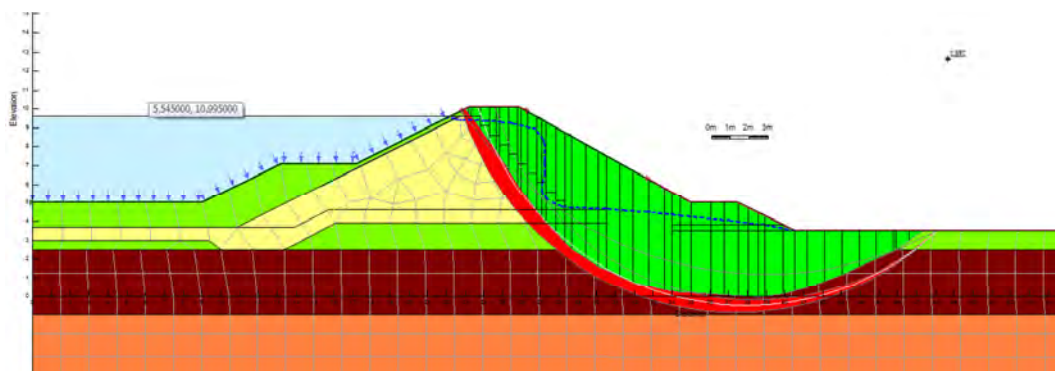


Figura 6-15: Verifica di stabilità dell'argine A-A modificato (seconda soluzione) lato campagna (Steady-State)

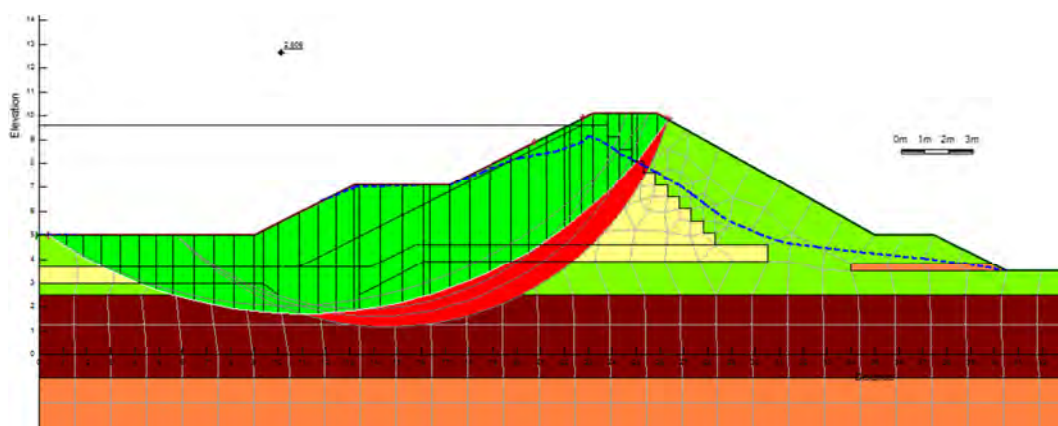


Figura 6-16: Verifica di stabilità dell'argine A-A modificato (seconda soluzione) lato vasca dopo rapido svuotamento (3600 sec)

Ripetendo la verifica al sifonamento anche in questa configurazione otteniamo i seguenti risultati:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{18.6 - 9.81 \text{ kN/m}^3}{9.81 \text{ kN/m}^3} = 0.90$$

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1.0 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} = 0.29$$

Si può notare come i vettori di flusso siano più grandi nel setto filtrante, a dimostrare l'azione dell'elemento e la sua utilità nel caso.

La verifica al sifonamento risulta soddisfatta.

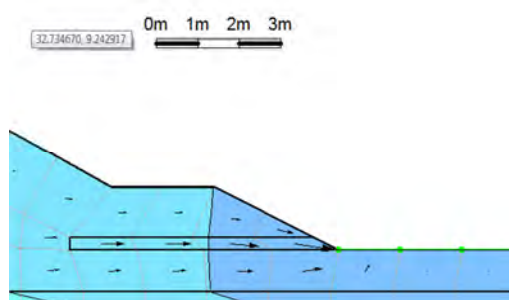


Figura 6-17: Ingrandimento delle linee di flusso quasi verticali al piede dell'opera

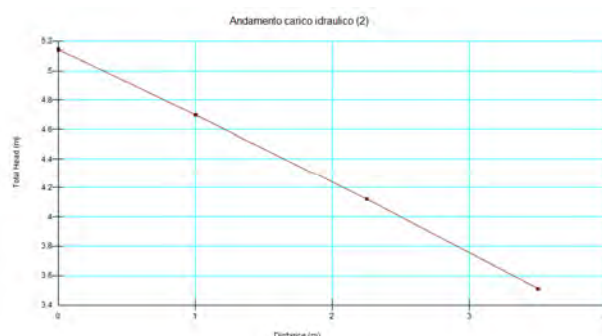


Figura 6-18: Andamento del carico idraulico verticale nello spessore superficiale di terreno

In conclusione, la modifica geometrica del secondo tipo, con l'aggiunta del setto filtrante al piede dell'opera lato campagna, fa svanire qualsiasi dubbio sulla probabilità di affioro della linea piezometrica e consente una sensibile riduzione dei volumi di terreno e, quindi, monetaria, pur mantenendo un grado di sicurezza sufficientemente alto.

6.1.3. Studio di modificazione geometrica dell'argine F-F

Ancor più interessante è l'applicazione di queste nuove configurazioni volumetriche all'argine F-F: la quota del piano campagna infatti, risulta più basso di quello dell'argine A-A, causando la necessità di un maggior abbassamento della linea piezometrica.

Andando ad applicare la prima configurazione di modifica (quella dove viene tagliata la banca lato-campagna mantenendo la pendenza 1:3) otteniamo dei problemi rilevanti, come visibile dalle figure 6-19 e 6-20:

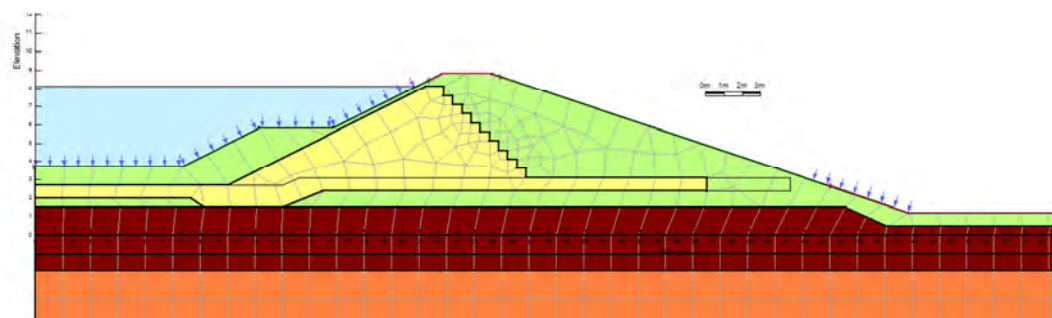


Figura 6-19: Schema geometrico dell'argine F-F modificato (prima soluzione)

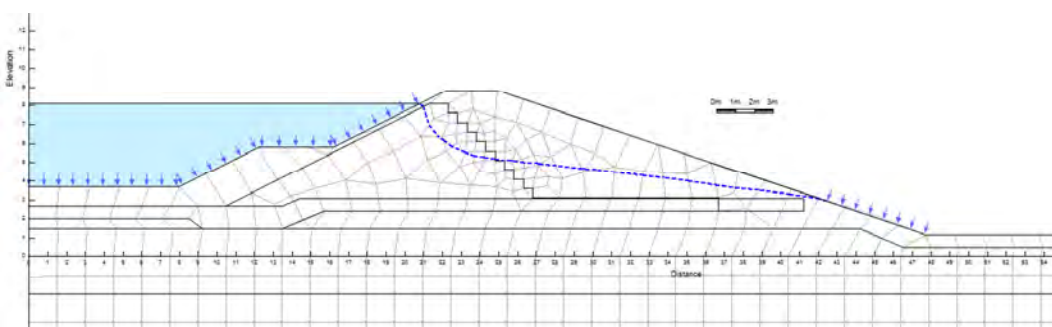


Figura 6-20: Linea piezometrica dell'argine F-F modificato (prima soluzione)

Questa soluzione non è fattibile poichè la linea piezometrica fuorisce sicuramente dal paramento lato-campagna, rischiando di creare delle erosioni al corpo arginale causandone l'instabilità.

Si analizza la seconda soluzione proposta, ovvero aumentare la pendenza a 1:2 mantenendo la banca di larghezza 2.5 m (figura 6-21):

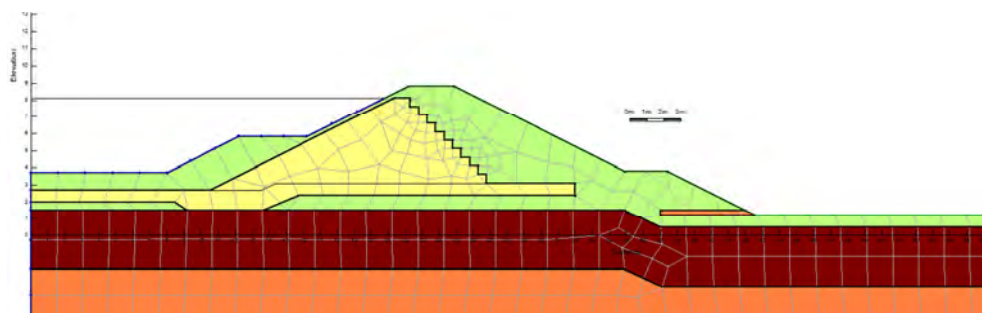


Figura 6-21: Schema geometrico dell'argine F-F modificato (seconda soluzione)

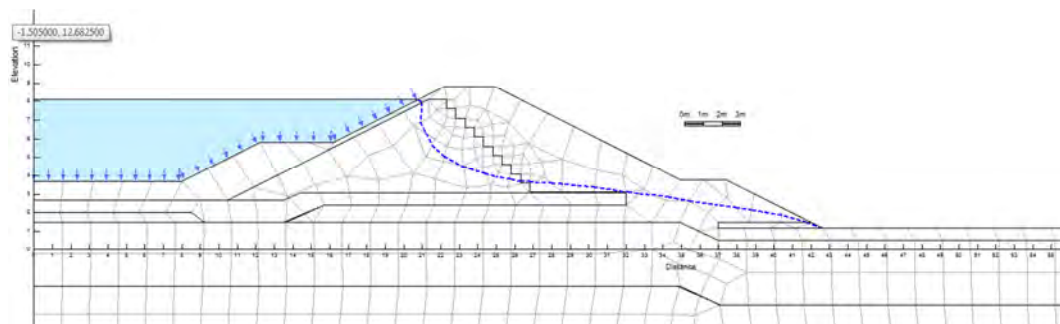


Figura 6-22: Linea piezometrica dell'argine F-F modificato (seconda soluzione)

Si può vedere come, seppur il volume sia ridotto notevolmente, la presenza di un setto filtrante di ghiaia di 30 cm di spessore permette l'intercettazione della linea piezometrica e di mettere in sicurezza il processo di filtrazione evitando erosioni e scavi non voluti dal moto dell'acqua.

Nelle figure 6-23 e 6-24 possiamo vedere lo stato delle pressioni interne e del carico idraulico a tempo indefinito (Steady-State):

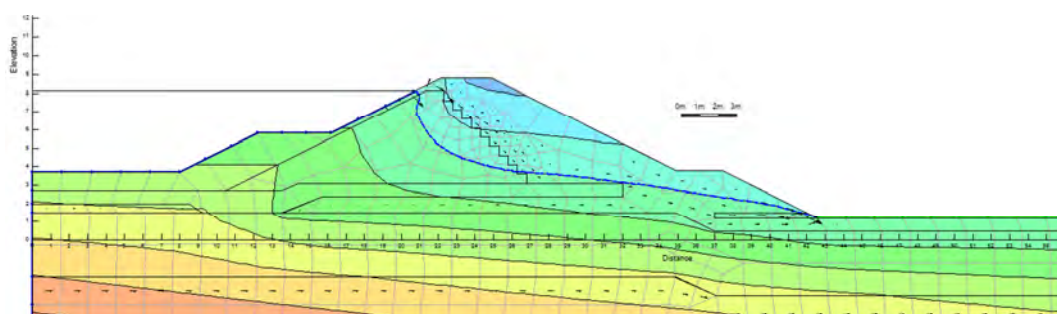


Figura 6-23: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale A-A modificato (seconda soluzione)

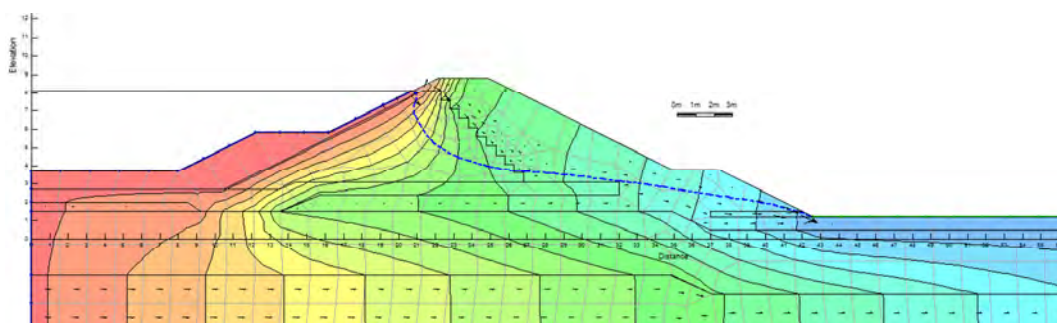


Figura 6-24: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale A-A modificato (seconda soluzione)

Per quanto riguarda la stabilità dei paramenti viene mostrato in *figura 6-25* la stabilità del paramento lato-campagna con l'analisi Steady-State, in *figura 6-26* la stabilità del paramento lato-cassa dopo rapido vuotamento (la cui funzione di vuotamento è uguale a quello dei casi di vuotamento precedenti):

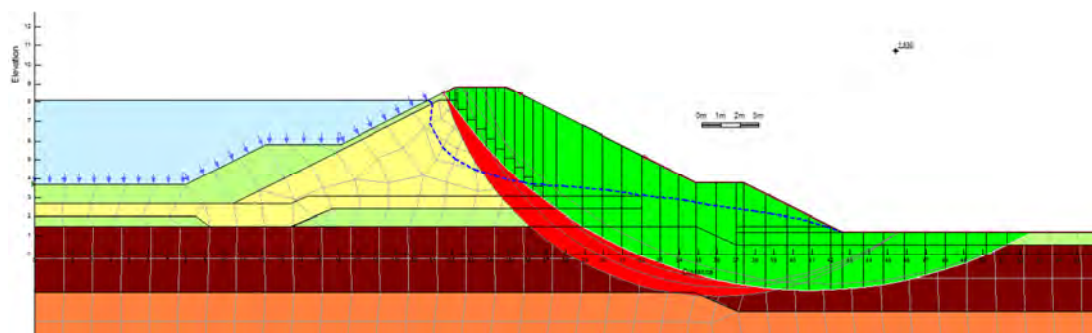


Figura 6-25: Verifica di stabilità dell'argine F-F modificato (seconda soluzione) lato-campagna (Steady-State)

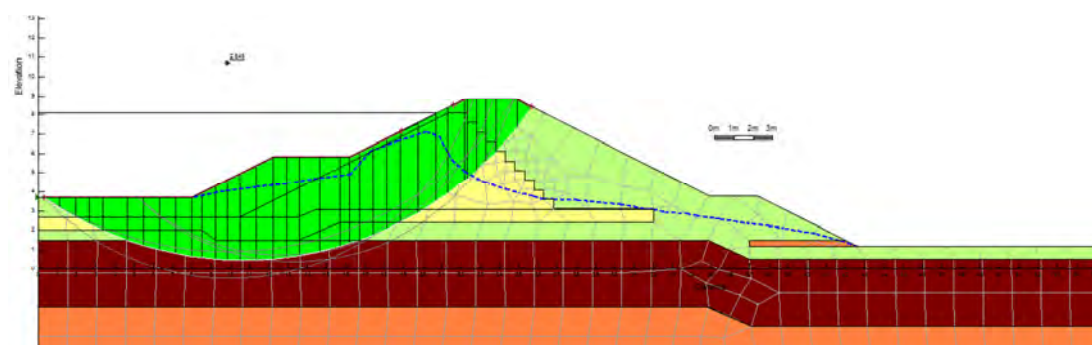


Figura 6-26: Verifica di stabilità dell'argine F-F modificato (seconda soluzione) lato vasca dopo rapido svuotamento (3600 sec)

La stabilità è ampiamente verificata, ottenendo dei coefficienti di sicurezza pari a 1.530 per il lato-campagna, e 2.845 per il lato-cassa subito dopo il vuotamento.

Infine, facendo l'analisi Transient della durata di 3 giorni per simulare la permanenza dell'onda di piena, otteniamo i risultati dalle *figure 3-27 e 3-28*:

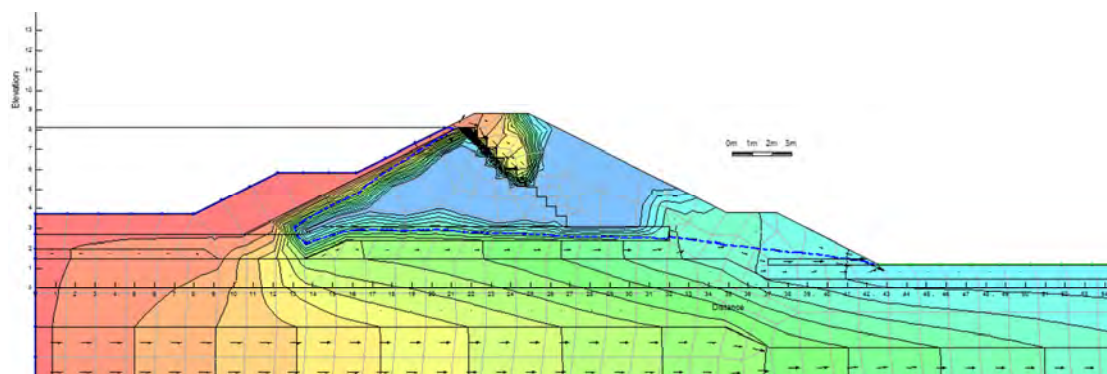


Figura 6-27: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale F-F modificato (seconda soluzione) dopo 3 giorni di piena

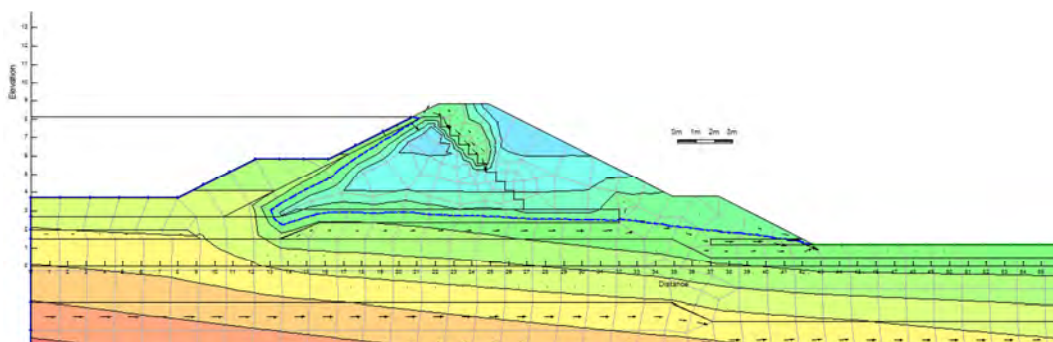


Figura 6-28: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale A-A modificato (seconda soluzione) dopo 3 giorni di piena

Anche in questo caso possiamo vedere come si rimane molto lontani dal completo imbibimento del corpo arginale, seppure la presenza del setto filtrante al piede lato-campagna agevola la risalita dell'acqua anche da quel lato.

6.1.4. Conclusioni modifica geometrica

Seppur con margini di manovra importanti per quanto riguarda la stabilità dell'opera, bisogna fare attenzione ai moti filtranti che si instaurano all'interno del corpo arginale: la riduzione volumetrica è possibile e consigliata per un risparmio di materiale e quindi di costi, ma affiancato a questo è necessario inserire almeno un sistema di intercettazione della linea piezometrica (una serie di volumi con coefficiente di filtrazione alto) in modo da controllare, se non addirittura evitare, la fuoriuscita dell'acqua dal paramento lato-campagna e possibili erosioni di quest'ultimo.

6.2. MODIFICAZIONE DEL TERRENO CON CALCE

Come già accennato, uno dei problemi riscontrati durante le procedure di messa in opera del progetto, è quella di raggiungere il grado di *optimum* di umidità nei terreni prima della compattazione: difatti, la posizione geografica in cui andiamo ad operare è caratterizzata da un clima molto piovoso per lunghi tratti dell'anno; questo provoca un aumento di umidità dei terreni e un abbassamento della densità relativa dopo il processo di compattazione a parità di energia.

Per sopperire a questa problematica, si è pensato ad un metodo “chimico” per consumare l'umidità in eccesso e permettere la compattazione al contenuto d'acqua il più vicino all'*optimum*: ovvero si è studiata la stabilizzazione a calce dei terreni in esame.

6.2.1. Funzionamento della stabilizzazione a calce

Per stabilizzazione di un terreno coesivo o a grana fine, in via del tutto generale, si intende un processo di lavorazione che tramite aggiunta di un legante porta alla formazione di strutture chimiche tali da rendere inerte il comportamento meccanico del terreno, nei confronti delle variazioni di umidità, ciclicità termiche e/o variazioni ambientali. Nel caso particolare di terreno coesivo trattato con calce, in presenza di acqua, vi è l'innescio di diverse reazioni chimiche fra le particelle argillose e la calce stessa.

Dal punto di vista chimico, lo scambio cationico e la flocculazione delle particelle provoca un notevole miglioramento delle condizioni di plasticità, lavorabilità, resistenza a breve termine e miglioramento delle proprietà meccaniche, se confrontate con le stesse condizioni del materiale naturale di partenza.

Nei terreni trattati con calce si osserva un sostanziale abbassamento del valore ottimale della densità secca ed un aumento dell'umidità ottima corrispondente all'aumentare della percentuale di calce se confrontata con le stesse grandezze misurate in assenza di trattamento (*Neubauer, Thompson, 1972*), come si vede dalla *figura 6-29*.

Similarmente, se la miscela viene lasciata maturare in modo che si formino i legami cementanti fra le singole particelle, la densità tenderà ulteriormente a diminuire ed il contenuto d'acqua ottimale incrementarsi. La relazione fra il contenuto d'acqua e la densità pertanto è in continua variazione nel tempo.

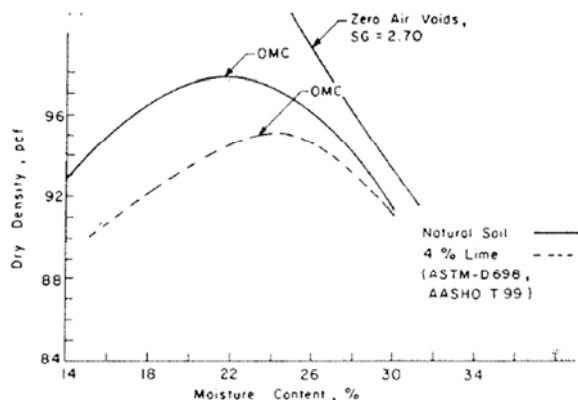


Figura 6-29: Tipiche curve di compattazione di materiali trattati con calce (tratto da Lime Stabilization, State of the Art Report 5)

6.2.2. *Determinazione del quantitativo iniziale di calce*

Il processo di stabilizzazione con calce risulta essere dipendente quindi dal quantitativo iniziale di calce atto ad innescare le reazioni che governano il processo di stabilizzazione. La procedura di determinazione del quantitativo iniziale di calce è stata formulata da *Eades & Grim* (1966) i quali hanno evidenziato la dipendenza del processo di stabilizzazione dall'ambiente alcalino della soluzione calce acqua e la misura del pH corrispondente fornisce un utile indicatore circa l'innescio delle reazioni pozzolaniche che governano il fenomeno. La soluzione acqua e calce misura un pH pari a circa 12.4, ambiente fortemente basico, pertanto la misura del pH su soluzioni contenenti il materiale da trattare con l'aggiunta in peso di calce permette di stimare il consumo iniziale di calce. Qualora la miscela acqua, terreno da trattare e calce mostri un pH pari o superiore a quello della miscela acqua-calce si determina la percentuale ottimale di calce che permetta lo scambio cationico di cui si è discusso in precedenza.

Tale contenuto iniziale di calce determina dunque un limite inferiore caratteristico dell'inizio di tali reazioni tra il terreno e la calce e dunque una linea di demarcazione passata la quale si misurano nella miscela calce-terreno i primi miglioramenti delle proprietà fisiche e chimiche del materiale. La prova è stata eseguita in adempienza alla norma ASTM C 997-03 "Standard Specifications for Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization".

Per l'esecuzione della prova si deve disporre di:

- un setaccio UNI 0.425 o ASTM 40;
- una bilancia elettronica con sensibilità 0.1 grammi;
- una bilancia meccanica con sensibilità 0.001 grammi;
- un set di vasetti in materiale plastico con chiusura ermetica e capienza di 150 ml ciascuno, vedi *figura 6-30*
- un pHmetro digitale con capacità di lettura variabile tra pH = 0 a pH = 14 e sensibilità di 0.01 unità di pH, vedi *figura 6-31*;
- un quantitativo di calce viva (nel nostro caso una CL90, secondo la EN 459-1) necessaria alla realizzazione della prova;
- acqua demineralizzata.



Figura 6-30: Vasetti in material plastico



Figura 6-31: pH-metro digitale

Dopo aver posizionato in serie 10 contenitori vuoti di materiale plastico, sono stati raccolti in ogni contenitore 25g di terreno, seccato in forno per almeno 24h, passante al setaccio ASTM40 e tali contenitori sono stati successivamente sigillati ermeticamente per preservarne un'umidità uniforme; sono state pesate una serie di quantità di calce equivalenti alle seguenti percentuali in peso: 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 3.0%, rispetto ai 25g di terreno ed aggiunte ai rispettivi contenitori miscelando a secco accuratamente; oltre alle 9 precedenti combinazioni di terreno e calce sono stati posti, nell'ultimo contenitore, 2g di calce senza l'aggiunta di terreno; fatto ciò sono stati aggiunti 100ml di acqua demineralizzata ad ogni contenitore e sigillati ermeticamente sono stati miscelati i componenti nominati in precedenza shakerando i contenitori: quest'operazione di mixaggio è stata ripetuta ogni 10 minuti agitando ogni contenitore in modo continuo per 30 secondi fino a totalizzare un tempo completo della prova pari ad 1h; passato questo tempo occorre shakerare vigorosamente e misurare il pH della miscela in ogni recipiente annotando la lettura dopo che il valore segnalato dallo strumento si è stabilizzato.

I dati ricavati sono riportati nella *tabella 6-1*:

Tabella 6-1: Dati risultanti dalla prova di Consumo Iniziale di Calce

Calce [%]	Peso Terreno [g]	Peso Calce [g]	pH
0.25	25.138	0.061	8.91
0.50	24.994	0.135	10.42
0.75	24.980	0.189	11.18
1.00	25.058	0.262	11.46
1.50	25.130	0.371	11.73
2.00	25.166	0.497	11.93
3.00	25.039	0.746	11.98
100.00	0.000	2.300	11.72

Come si può vedere, la percentuale di calce che fa raggiungere al misto “terreno-calce” il pH pari a quello della soluzione di sola calce è 1.5%: con questa quantità è stato deciso di confezionare dei provini e valutarne il comportamento fisico con la prova Proctor ed il comportamento meccanico con la prova triassiale consolidata non drenata.

6.2.3. *Determinazione della curva di compattazione con materiale modificato a calce*

Si è preso in esame la sola argilla limosa, poichè la matrice fine del Tout-Venant ha caratteristiche molto simili.

Per la verifica del quantitativo d'acqua optimum del materiale modificato a calce, si è scelto di rimanere in un intorno di percentuale d'acqua, simile a quello riscontrato realmente in sito, ovvero il 18% circa: va ricordato, che per il terreno puro, l'optimum calcolato con la curva di compattazione è risultato pari a circa il 15%; andiamo quindi ad analizzare un intorno di percentuali superiore a questo dato.

Di seguito viene riportata la *tabella 6-2* con i risultati dei provini:

Tabella 6-2: Curva Proctor standard per argilla limosa modificata a calce

Materiale secco [g] + calce [g]	1827.1 + 24.41	1851.1 + 27.77	1865.8 + 28.00
Quantità acqua [g]	274.1 (15%)	333.2 (18%)	391.8 (21%)
Peso lordo provino umido [g]	5779	5849	5827
Peso Tara [g]	3933	3933	3933
Peso netto provino umido [g]	1846	1916	1894
Densità umida [g/cm ³]	1.945	2.019	1.996
Densità secca [g/cm³]	1.703	1.729	1.666
Peso secco lordo [g]	1748.7	1767.4	1672.3
Peso tara [g]	156	156	156
Peso secco netto [g]	1592.7	1611.4	1516.3
Umidità relativa media [%]	14.2	16.8	19.8

Da questi 3 punti è possibile risalire ad un optimum di contenuto d'acqua di circa il 16.5% e permette di trarre già due conclusioni importanti:

- la calce fa innalzare l'optimum del contenuto d'acqua, permettendo così di avvicinarsi ai valori che troviamo in sito;
- in contemporanea, la reazione chimica consuma parte di umidità contenuta nel terreno, andandola quindi ad abbassare di circa 1-1.5 punto percentuale.

Entrambi i risultati vengono a nostro vantaggio, permettendo così di ottenere delle condizioni molto più vicine a quelle di compattazione ottimale per i terreni con cui lavoriamo.

6.2.4. Prova TxCU per terreno modificato a calce

Per avere un quadro completo del materiale con cui ci troveremmo ad operare una volta aggiunta la calce, è stata eseguita una prova triassiale con le stesse pressioni di confinamento usate per il materiale vergine; di seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche e fisiche riscontrate:

Tabella 6-3: Sintesi dei dati caratterizzanti la prova Tx sull'argilla limosa modificata a calce

Pressione Isotropica Iniziale	50kPa	200kPa	350kPa
Tipo	TxCU	TxCU	TxCU
Cella numero	3	2	1
Note	50kPa	200kPa	350kPa
Diametro provino [cm]	3.8	3.8	3.8
Altezza provino [cm]	7.77	7.77	7.74
Sezione provino [cm ²]	11.34	11.34	11.34
Peso netto prima della prova [g]	174.4	174.1	174.1
Numero Tara	232	160	300
Peso Tara [g]	39.234	34.335	38.428
Tara + Peso umido finale [g]	222.6	216.7	219.6
Peso umido finale [g]	183.4	182.4	181.2
Tara + Peso secco finale[g]	188.7	183.4	187.6
Peso secco finale [g]	149.5	149.1	149.2
Fase	SATURAZIONE	SATURAZIONE	SATURAZIONE
Press. in cella finale [kPa]	403	403	403
Back Pressure finale [kPa]	400	400	400
Saturazione iniziale [%] (B-check)	96	95	96
Fase	CONSOLIDAZIONE	CONSOLIDAZIONE	CONSOLIDAZIONE
Press. in cella [kPa]	450	600	750
Back Pressure [kPa]	400	400	400
Fase	ROTTURA (TAGLIO)	ROTTURA (TAGLIO)	ROTTURA (TAGLIO)
Pressione in cella [kPa]	450	600	750
Back Pressure [kPa]	400	400	400
Velocità della prova [mm/min]	0.07	0.07	0.07
Contenuto d'acqua iniziale [%]	18.00	18.00	18.00
Contenuto d'acqua finale [%]	22.68	22.34	21.45
Peso specifico [g/cm ³]	2.736	2.736	2.736

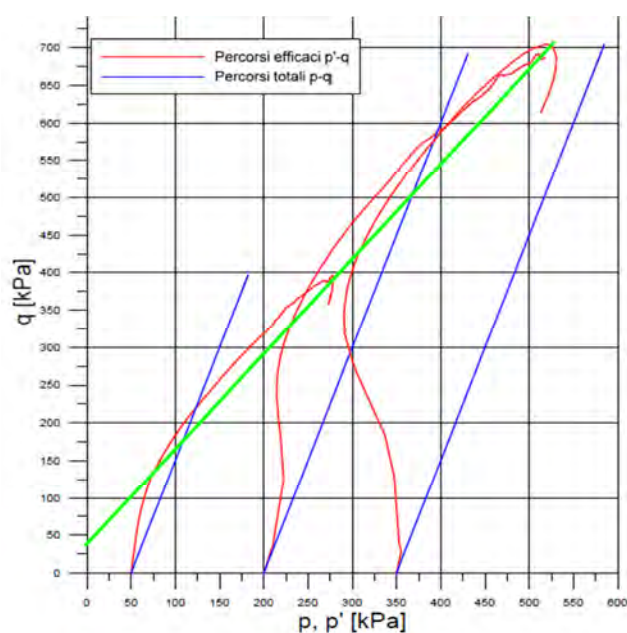


Figura 6-32: Stress path dell'argilla limosa modificata a calce con retta interpolatrice delle coppie "critiche"

Tabella 6-4: Caratteristiche meccaniche dell'argilla limosa modificata a calce

Materiale	Argilla limosa con calce
Angolo di attrito interno ϕ' [°]	34.1
Coesione efficace c' [kPa]	30.0

6.2.5. Determinazione della permeabilità dell'argilla limosa modificata a calce

E' stato eseguito anche lo studio della permeabilità con le stesse tre pressioni di confinamento, in modo da ottenere un andamento di questo coefficiente paragonabile con quello del materiale naturale; i risultati sono i seguenti:

Tabella 6-5: Confronto dei Coefficienti di permeabilità dell'argilla limosa vergine e modificata a calce

	k Argilla Limosa [m/s]	k Argilla limosa con calce [m/s]
50 kPa	$2.4 \cdot 10^{-9}$	$3.4 \cdot 10^{-8}$
200 kPa	$5.2 \cdot 10^{-10}$	$6.6 \cdot 10^{-9}$
350 kPa	$3.2 \cdot 10^{-10}$	$3.8 \cdot 10^{-9}$

Come si può vedere, la permeabilità aumenta con la modificazione a calce del terreno: questo potrebbe essere dovuto ad una minore capacità dell'argilla limosa a legarsi con le molecole

d'acqua; seppur con questo cambiamento, il coefficiente di permeabilità risulta comunque molto basso ed idoneo per il nostro nucleo impermeabilizzante e materasso.

6.2.6. Verifiche

Nonostante i valori dell'angolo di attrito interno e della coesione siano maggiori rispetto all'originale, e la permeabilità sia comunque ampiamente entro i limiti dettati dalle richieste di progetto, sono state fatte delle analisi con il programma di calcolo Strauss7 immettendo i dati dell'argilla limosa modificata a calce, verificando che non vi siano dei risultati inaspettati o delle situazioni che si discostino molto dal progetto originale.

Per semplicità si è scelto di fare questo confronto con il modello dell'argine in sezione A-A.

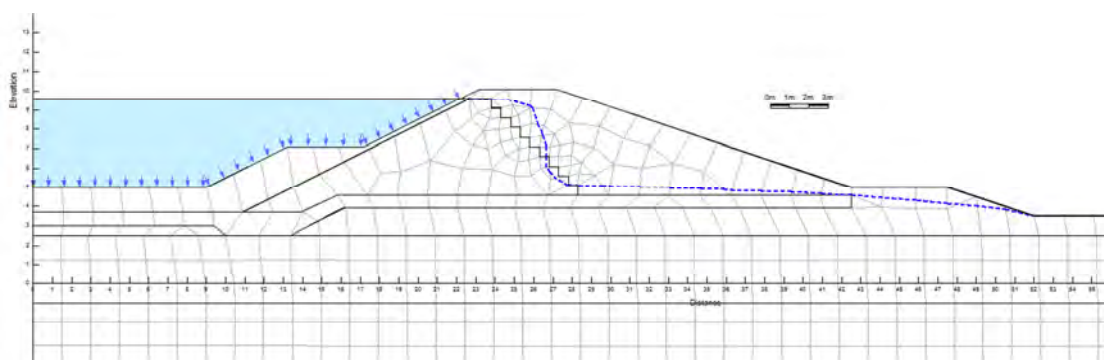


Figura 6-33: Linea della superficie piezometrica dell'argine A-A con argilla limosa modificata a calce

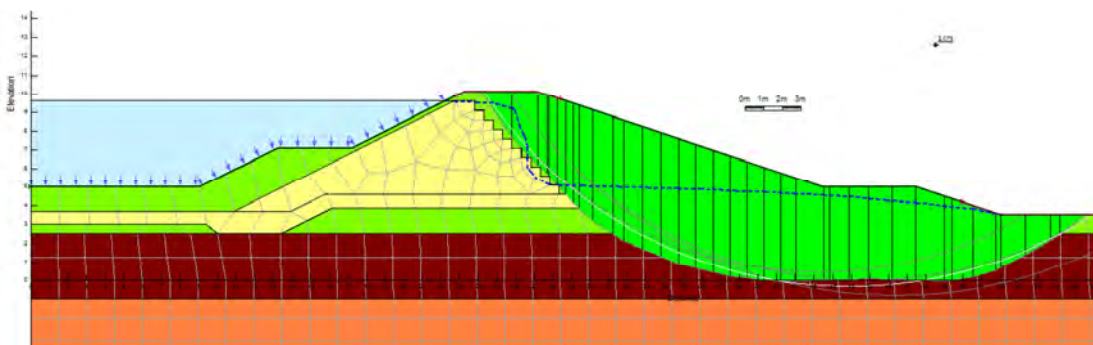


Figura 6-34: Risultato della verifica di stabilità globale dell'argine A-A lato-campagna con aggiunta di calce nel nucleo

Il coefficiente di sicurezza globale risulta sempre ampiamente superiore al limite di 1.1 che suggerisce la normativa: infatti, il programma di calcolo suggerisce un valore pari a 2.078. Si può notare che il coefficiente è circa pari a quello calcolato con il setto impermeabile originale, senza aggiunta di calce: l'involuppo di rottura infatti non interessa il nucleo come è possibile vedere dalla figura 6-34.

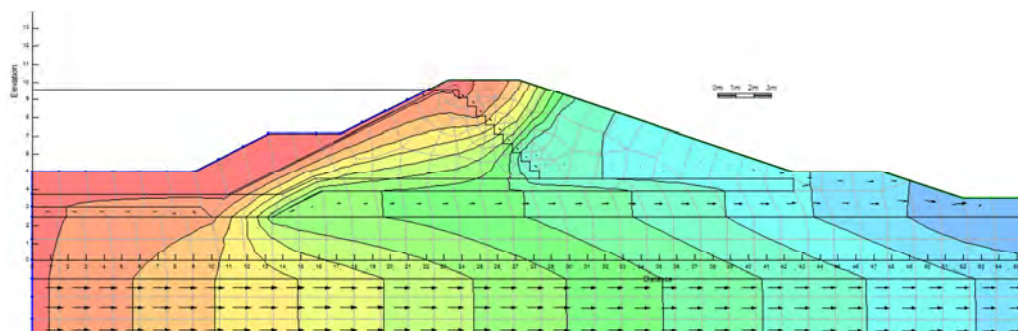


Figura 6-35: Andamento del carico idraulico all'interno del corpo arginale A-A con aggiunta di calce nel nucleo

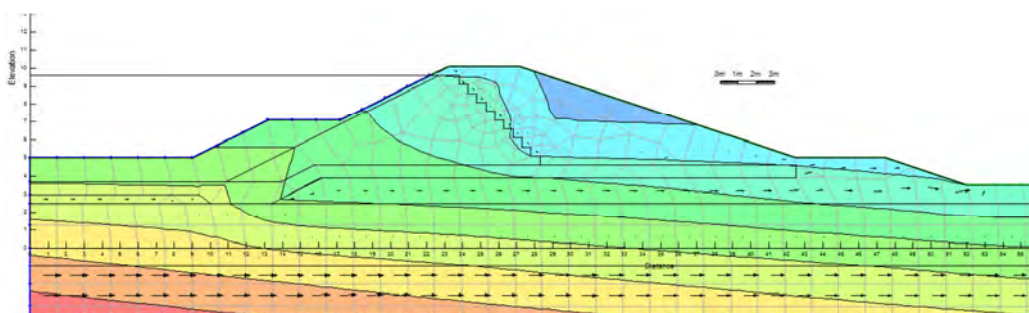


Figura 6-36: Andamento delle pressioni totali all'interno del corpo arginale A-A con aggiunta di calce nel nucleo

Anche l'andamento del carico idraulico e delle pressioni interne al corpo arginale non subiscono particolari variazioni: il coefficiente di permeabilità, seppur variato di quasi un ordine di grandezza, risulta comunque molto basso, rimanendo sempre al di sotto dei 10^{-9} m/s.

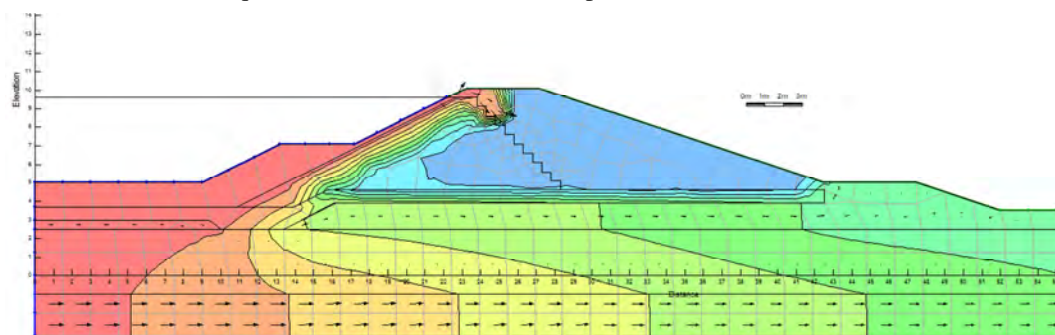


Figura 6-37: Carico idraulico dell'argine A-A con calce nel nucleo dopo 3 giorni di massima piena

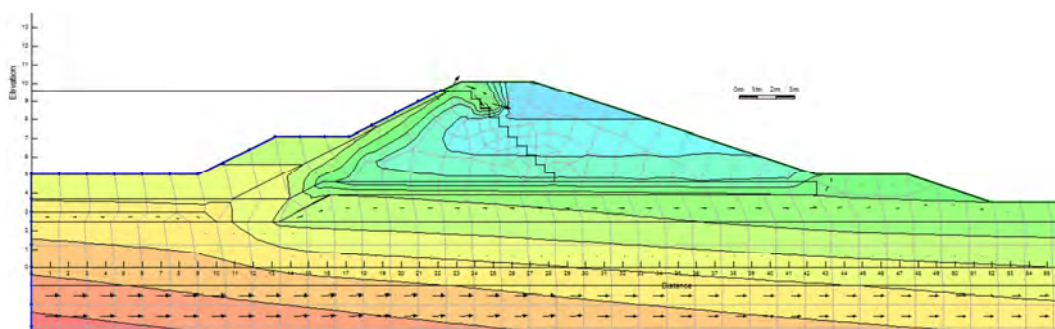


Figura 6-38: Pressioni totali dell'argine A-A con calce nel nucleo dopo 3 giorni di massima piena

Anche l'analisi Transient da un'evoluzione del fenomeno di imbibimento molto simile, se non identico, a quello che si riscontra con il nucleo composto di sola argilla limosa, senza mescolamento con calce.

6.2.7. Conclusioni sull'utilizzo della calce

Visti i risultati possiamo dire che l'aggiunta di una quota di calce al terreno apporta vantaggi per quanto riguarda la gestione dell'umidità interna del terreno, affinché si riesca ad avvicinare il più possibile l'optimum di compattazione, senza però andare a penalizzare o modificare pesantemente le altre caratteristiche del corpo arginale come la stabilità e l'impermeabilizzazione; queste conclusioni dovranno comunque essere valutate affiancando anche una valutazione economica, andando a rapportare questi vantaggi costruttivi con i costi aggiuntivi.

7. CONCLUSIONI

L'intervento presentato in questo lavoro e attualmente in fase di costruzione, è sicuramente un intervento necessario per far fronte agli eventi di piena che, sempre più frequentemente, a causa di cambiamenti climatici attualmente in atto, mettono in crisi il sistema torrentizio e fluviale della zona vicentina.

Non sono state fatte osservazioni o studi dal punto di vista puramente idraulico: in questo studio non si entra nel merito del funzionamento e grado di utilità dell'opera anche se, come già accennato nell'inquadramento generale, il volume di invaso ricavato con questa cassa di espansione non sarà sufficiente a regolare i fenomeni più sollecitanti ma dovranno essere previste altre strutture che lavoreranno in parallelo.

Per quanto riguarda gli argini in terra che delimitano i volumi di invaso, invece, possiamo giungere ad alcune conclusioni interessanti e potenzialmente utili, se non per l'intervento in esame, per interventi futuri nella stessa zona:

- Le verifiche svolte sui corpi arginali dimensionati e composti come da progetto originale, risultano abbondantemente in sicurezza, sia idraulica che statica; i coefficienti calcolati con l'aiuto del programma GeoSlope7 risultano essere tutti ampiamente maggiori rispetto ai limiti imposti da normativa, e gli eventi di filtrazione sollecitano i corpi arginali senza creare punti critici o instabilità, anche nei casi di pericolosità maggiore di quelli che possano verificarsi in natura;
- È possibile ipotizzare una riduzione dei volumi che formano gli argini, riducendo il coronamento ed aumentando la pendenza del paramento lato-campagna da 1:3, evidentemente eccessivo, a 1:2; le analisi svolte su questo nuovo dimensionamento hanno mostrato ancora una volta dei fattori di sicurezza rassicuranti per quanto riguarda la stabilità; per i fenomeni di filtrazione, la riduzione del percorso filtrante potrebbe causare dei problemi di sifonamento o fuoriuscita della linea piezometrica dal paramento lato-campagna: problema risolvibile con l'aggiunta di un setto filtrante, nel nostro studio ipotizzato di 30 cm di spessore, formato da materiale ghiaioso facilmente reperibile in situ, posto al piede dell'opera, che intercetti la linea piezometrica permettendo il controllo di erosioni e scavi, che a loro volta potrebbero causare problemi di instabilità;
- I materiali scelti per la composizione dei vari volumi che andranno a formare le diverse sezioni di argini, rientrano ampiamente nei limiti imposti dal capitolato d'appalto; addirittura, per quanto riguarda l'argilla scelta da cava, per la formazione del nucleo e del letto impermeabile, poteva essere sostituita con l'argilla limosa reperita direttamente in situ e studiata in laboratorio, permettendo così un risparmio di costi (sia come gestione che come trasporto) che di tempi;

- Per ovviare alle indicazioni fin troppo restrittive del capitolato d'appalto sul controllo e l'accettazione del grado di costipamento in opera dei vari strati di terreno che andranno a formare l'argine e del grado di umidità interna degli stessi terreni, la soluzione proposta di attuare un miglioramento con miscelazione di una percentuale in peso di calce (1.5 % in questo studio) risulta garantire da una parte un consumo dell'acqua in eccesso dovuto alla reazione della calce con la stessa e, allo stesso tempo, un aumento del punto di optimum per la compattazione; viste le percentuali di contenuti d'acqua in gioco e delle caratteristiche fisiche del terreno esaminato, questo intervento porta alla quasi sovrapposizione dell'ottimo grado di umidità e dell'effettivo contenuto d'acqua in sito;

Tutte le conclusioni proposte, dovrebbero essere oggetto di analisi di fattibilità sia dal punto di vista tecnico, che dal punto di vista economico, andando quindi a valutare il rapporto tra vantaggi fisici degli interventi di modifica o miglioramento e costi da affrontare per la messa in opera.

B I L B I O G R A F I A

1. ING. ENRICO FRANK, “Interventi per la sicurezza idraulica dell’area metropolitana di Vicenza, Bacino di laminazione lungo il torrente Timonchio in comune Caldogno (VI): Progetto definitivo – Relazione Generale”; codice documento: **0539PD01**, 2012;
2. ING. GIOVANNI BATTISTA MATTEOTTI, “Interventi per la sicurezza idraulica dell’area metropolitana di Vicenza, Bacino di laminazione lungo il torrente Timonchio in comune Caldogno (VI): Progetto esecutivo – Relazione Idrologica e Idraulica”; 2014;
3. ING. GIOVANNI BATTISTA MATTEOTTI, “Interventi per la sicurezza idraulica dell’area metropolitana di Vicenza, Bacino di laminazione lungo il torrente Timonchio in comune Caldogno (VI): Progetto esecutivo – Relazione Geotecnica”; 2014;
4. DOTT. GEOL. GIUSEPPE FRANCO DARTENI, “Bacino di laminazione di Caldogno: modalità di verifica e controllo degli argini in costruzione”; 2014
5. DOTT. GEOL. GIUSEPPE FRANCO DARTENI, “Prove di carico su piastra eseguite sugli argini del nuovo bacino di laminazione del torrente Timochio in comune di Caldogno (VI): relazione tecnica e tabulati delle prove; 2014;
6. ING. GIOVANNI BATTISTA MATTEOTTI, “Interventi per la sicurezza idraulica dell’area metropolitana di Vicenza, Bacino di laminazione lungo il torrente Timonchio in comune Caldogno (VI): Progetto esecutivo – Sezione tipo delle arginature”; 2014;
7. K. H. HEAD, “Manual of soil laboratory testing; Volume 3: effective stress tests”, Second edition, West Sussex, England, 1998, Pubblicato da Jhon Wiley and Sons Ltd;
8. PRO.MO.GEO. Srl, Società di programmazione e monitoraggio geotecnico, “<http://www.promogeo.it/metodologie>”, consultato il 5 giugno 2015;
9. MAURIZIO SCHIAVO, tesi di dottorato “Comportamento meccanico dei terreni coesivi stabilizzati con calce”, 27-01-2011;
10. GEO-SLOPE International Ltd., “Stability modeling with SLOPE/W: an engineering methodology”, edizione novembre 2012;

11. GEO-SLOPE International Ltd., “Seepage modeling with SEEP/W: an engineering methodology”, edizione luglio 2012.

RINGRAZIAMENTI

Trovandosi a dover raggiungere un risultato così importante, come una laurea magistrale, è fondamentale avere il sostegno delle persone che ti circondano ed avere delle guide e degli insegnanti capaci di appassionarti e stimolarti; io ho avuto la fortuna di avere tutto ciò, permettendomi di concludere il mio percorso formativo universitario con un bagaglio di esperienze e conoscenze che porterò con me per tutta la vita.

Ringrazio la professoressa Simonetta Cola, che mi ha suggerito questo lavoro, permettendomi di avere un'idea più precisa di ciò che mi aspetta in futuro e preparandomi in maniera professionale, pur mantenendo un clima leggero e amichevole, che mi ha permesso di completare il “percorso”; non sono mancate le difficoltà ma non potevo fare scelta migliore;

un ringraziamento di dovere va a Mattia Donà, tecnico del laboratorio di geotecnica del dipartimento ICEA: sempre disponibile per le esperienze di laboratorio e pronto ad aiutarmi in caso di miei errori.

La mia famiglia è stata ancora una volta un sostegno ed una spinta allo stesso tempo: i miei genitori, Maurizio e Maria Leonarda, che hanno saputo incoraggiarmi nei momenti bui, festeggiare con me nei momenti felici, e hanno saputo sempre farmi sentire la loro presenza e il loro appoggio, qualsiasi fossero le mie scelte; mia sorella Francesca, sempre pronta a darmi consigli e visioni diverse dalla mia, stimandomi come persona e volendomi bene come solo una sorella sa fare; sono fiero di avervi accanto.

Ruolo fondamentale quello dei miei amici e colleghi, che hanno dovuto sopportare le mie “pazzie”, nel bene e nel male, e con i quali ho condiviso esperienze extra-universitarie fantastiche: citazione obbligata per “la Banda del Richiamino” al gran completo, i miei amici storici di Ancona, tutti i colleghi ingegneri di Padova, i vari coinquilini e amici con i quali ho vissuto 4 anni meravigliosi; spero continueremo a vivere momenti di gioia come avete saputo regalarmi fino ad ora.

In fine, un ringraziamento particolare: ad una persona che da quasi un anno è riuscita ad aggiungere colori che neanche credevo esistessero, a rendere ogni giornata più leggera e frizzante, a farmi respirare a pieni polmoni standomi accanto, viaggiando, parlando, sognando; è sempre stata certa del mio successo, pur conoscendomi da poco, non ha mai avuto un dubbio, sia in ambito professionale, sia in ambito personale: ed io sono veramente orgoglioso di averla accanto; sei la mia musica...grazie Marlene.

Il mio “viaggio” non è ancora completato, anzi: ho fatto solo pochi passi; ma camminando con voi il tragitto è molto più dolce.

Grazie a tutti.

Stefano.